



Escola de Camins
Escola Tècnica Superior d'Enginyeria de Camins, Canals i Ports
UPC BARCELONATECH

Análisis de la disipación de presiones de poros de un muelle de cajones con una mejora del terreno con columnas de gravas

Treball realitzat per:

José Luís Blanco Ordóñez

Dirigit per:

Antonio Gens Solé

Daniel Tarragó Munté

Màster en:

Enginyeria del Terreny

Barcelona, **Maig 2019**

Departament d **Enginyeria del Terreny**

TREBALL FINAL DE MÀSTER

AGRADECIMIENTOS

En primer lugar, quisiera agradecer a mi tutor Antonio Gens su dedicación.

Quiero agradecer especialmente el desempeño de también tutor Daniel Tarragó, quien dedico en mí una gran cantidad de su tiempo y esfuerzo.

Quiero agradecer a mis padres su apoyo incondicional y también a mis hermanos, Mar y Rocco por su cariño y apoyo.

Quisiera darles las gracias a mis amigos Francesc, Fersibu, Jesús y David, por su hermosa amistad y darle las gracias a Aaron por hacerme reír y ser tan buen amigo.

Por último, quisiera darle las gracias a la ciudad de Barcelona y a la sociedad catalana por su buen recibimiento.

RESUMEN

Actualmente, el desarrollo de la globalización provoca un incremento de los flujos comerciales alrededor del mundo favoreciendo así el transporte marítimo. Es debido a este incremento que se requiere de puertos cada vez mayores y con mayor calado.

Una solución constructiva para ejecutar puertos de gran calado es el uso de cajones prefabricados, que son fondeados sobre una banqueta y que transfieren grandes tensiones al terreno.

Debido a esta problemática, cada vez se recurre más a las técnicas de mejora del terreno para disipar los excesos de presiones de poros y evitar la rotura del terreno.

Una manera adecuada para el estudio del incremento de tensiones en el terreno es a través del uso de modelos numéricos mediante programas de método de elementos finitos.

Los resultados que arrojen estos programas y combinados con los datos recogidos de la instrumentación permiten hacer un buen análisis sobre lo que sucede en el terreno,

El presente trabajo pretende combinar los datos modelados numéricamente con los observados en una obra real.

ABSTRACT

Currently, the development of globalization causes an increase in trade flows around the world favoring maritime transport. It is due to this increase that it requires larger and larger ports.

A constructive solution for executing large-scale ports is the use of prefabricated caissons, which are anchored on a stool and which transfer great stresses to the ground.

Due to this problem, it is increasingly resorting to land improvement techniques to dissipate excess pore pressures and avoid breakage of the land.

An adequate way to study the increase of stress in the terrain is through the use of numerical models through finite element method programs.

The results of these programs and combined with the data collected from the instrumentation allow a good analysis of what happens in the field,

The present work intends to combine numerically modeled data with those observed in a real work.

ÍNDICE GENERAL

INTRODUCCIÓN	5
1.1 MOTIVACIÓN	5
1.2 HISTORIA Y ASPECTO ACTUAL DEL PUERTO DE BARCELONA.....	5
1.3 IMPORTANCIA DE LOS ASPÉCTOS GEOTÉCNICOS Y PLANEAMIENTO DEL PROBLEMA.	9
1.4 METODOLOGÍA Y PLAN DE DESARROLLO.....	11
1.4.1 INTRODUCCIÓN	11
1.4.2 PASOS PRELIMINARES	12
1.4.2.1 Datos e instrumentación.....	12
1.4.2.2 Geometría y proceso constructivo	12
1.4.2.3 Estado del arte.	13
1.4.3 CÁLCULO NUMÉRICO	13
1.4.3.1 Modelo Axi-simétrico del suelo sin tratamiento con columnas de gravas.	13
1.4.3.2 Modelo Axi-simétrico real	13
1.4.3.3 Axi-simétrico suelo equivalente	14
1.4.3.4 Muelle 2D sin tratamiento de columna de gravas.	14
1.4.3.5 Muelle 2D con columnas de gravas.....	15
1.4.3.6 Deformación plana suelo equivalente	15
1.4.4 RESULTADOS	16
1.4.5 COMPARATIVA	16
1.4.6 CONCLUSIÓN Y ESTADO DE LA INVESTIGACIÓN	16
2. OBJETIVOS	17
2.1 OBJETIVOS GENERALES.	17
2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	17
3. ESTADO DEL ARTE.	18
3.1 INTRODUCCIÓN	18
3.2 COLUMNAS DE GRAVA.....	18
3.3.ZHANG ET AL. (2013).....	23
3.3.1 INTRODUCCIÓN	23
3.3.2 MÉTODO DEL MURO-COLUMNA.....	25
3.3.3 MÉTODO 2 ALTERNATIVO.	26
3.3.4 MÉTODO ÁREA EQUIVALENTE.	27
3.4. INDRARATNA.....	27
3.4.1 INDRARATNA ET AL. (1997).....	27
3.4.2 INDRARATNA ET AL. (2013).....	30
4. RECONOCIMIENTO GEOTÉCNICO DE LA ZONA DE ESTUDIO.....	32

4.1 INTRODUCCIÓN	32
4.2 DESCRIPCION DEL AREA Y DATOS GENERALES	32
4.2.1 INTRODUCCIÓN	32
4.2.2 GEOLOGÍA.....	33
4.3 RECONOCIMIENTO GEOTECNICO.....	34
4.3.1 SONDEOS GEOTÉCNICOS.....	35
4.3.1.2 SUELOS Y DEMÁS COMPONENTES.	35
4.3.2 CPTU	36
4.3.2.1 Propiedades.....	36
4.3.2.2 Propiedades derivadas del CPTU.....	37
4.3.2.3 Ensayo de disipación	39
4.4 INTERPRETACIÓN DE LA CAMPAÑA	40
4.4.1 RESULTADOS CAMPO GEOLÓGICO	40
4.4.2 RESULTADOS PROPIEDADES GEOTÉCNICAS.....	41
5.EJECUCIÓN DE LA OBRA	41
5.1 PROCESO CONSTRUCTIVO.....	41
5.1.1 DEFINICION DE ETAPAS (TIEMPOS).....	42
5.1.2 INSERCIÓN COLUMNA DE GRAVAS	43
5.1.3 DRAGADO	44
5.1.4 CONSTRUCCIÓN DE LA BANQUETA.....	45
5.1.5 FONDEO Y RELLENO DEL CAJÓN	46
5.1.5.1 Construcción del cajón.	47
5.1.5.2 Transporte	47
5.1.5.3 Fondeo.....	48
5.1.5.4 Relleno.....	49
5.2 CONTROL DE LA OBRA MEDIANTE AUSCULTACIÓN.....	50
5.2.1 INTRODUCCIÓN	50
5.2.2 PIEZÓMETROS DE CUERDA VIBRANTE.	52
5.2.2.1 Introducción	52
5.2.2.2 Localización	54
5.2.2.3 Datos obtenidos	55
5.2.2.3.1 Piezómetro Offshore 1	55
5.2.2.3.2 Piezómetro Cajón Fondeado 01	55
5.2.2.3.3 Piezómetro Offshore 02	56
5.2.2.3.4 Comparación piezómetro offshore 1- y piezómetro offshore 2	57
6. ANÁLISIS NÚMÉRICO.....	58

6.1.1 INTRODUCCIÓN	58
6.1.2 GENERALIDADES.....	58
6.1.3 DISCRETIZACIÓN.....	59
6.1.4 MODELOS CONSTITUTIVOS DE MATERIALES	60
6.1.4.1 Elástico-lineal	60
6.1.4.2 Mohr-Coulomb.....	60
6.1.4.3 Soft-soil.....	62
6.2 GEOMETRÍA Y MALLA.....	64
6.2.1 MALLAS	66
6.3 FASES ANÁLISIS.....	68
6.3.1 FASES ANÁLISIS EN AXI-SIMÉTRICO.....	69
6.3.1.1 Suelo sin tratamiento de columna de gravas.....	69
6.3.1.2 Suelo real.....	70
6.3.1.3 Suelo equivalente.....	71
6.3.2 FASES ANÁLISIS EN DEFORMACIÓN PLANA	74
6.3.2.1 Muelle 2D sin tratamiento de columnas de grava	74
6.3.2.2 Muelle 2D suelo columnas	75
6.3.2.3 Muelle 2D suelo equivalente	77
6.4 TIPOS DE ANÁLISIS.....	79
6.5 CONDICIONES DE CONTORNO HIDRÁULICAS.....	83
6.5.1 CONDICIONES MODELO AXIS-SIMÉTRICO	84
6.5.1 CONDICIONES MODELO DEFORMACIÓN PLANA	85
6.8 PROPIEDADES GEOMECÁNICAS INICIALES	86
7.RESULTADOS.	87
7.1 SUELO SIN TRATAMIENTO(AXI-SIMÉTRICO).....	87
7.2 COLUMNAS REALES (AXI-SIMÉTRICO).....	88
7.3 SUELO EQUIVALENTE (AXI-SIMÉTRICO)	89
7.4 SECCIÓN 2D DEL MUELLE SIN TRATAMIENTO CON COLUMNAS DE GRAVA	90
7.5 SECCIÓN 2D DEL MUELLE CON COLUMNAS EQUIVALENTES	91
7.6 SECCIÓN 2D DEL MUELLE CON SUELO EQUIVALENTE.....	92
8.COMPARATIVA.	94
8.1 INTRODUCCIÓN.....	94
8.2 INCERTIDUMBRE DEBIDO A LA LOCALIZACIÓN DEL PIEZÓMETRO	94
8.3 MODELOS	95
8.3.1 MODELO SUELO SIN TRATAMIENTO (AXI-SIMÉTRICO)	95
8.3.1.1. COMPARACIÓN MODELADO – INSTRUMENTACIÓN.....	95

8.3.1.2 AJUSTE	96
8.3.1.3COMPARACIÓN MODELADO AJUSTADO– INSTRUMENTACIÓN	97
8.3.2 MODELO COLUMNA REAL (AXI-SIMÉTRICO)	98
8.3.2.1COMPARACIÓN MODELADO – INSTRUMENTACIÓN	98
8.3.2.2 AJUSTE	99
8.3.2.3COMPARACIÓN MODELADO AJUSTADO– INSTRUMENTACIÓN	99
8.3.3 MODELO SUELO EQUIVALENTE (AXI-SIMÉTRICO).....	101
8.3.3.1COMPARACIÓN MODELADO – INSTRUMENTACIÓN	101
8.3.3.2 AJUSTE	101
8.3.3.3COMPARACIÓN MODELADO AJUSTADO– INSTRUMENTACIÓN	103
8.3.4 MODELO MUELLE 2D SIN TRATAMIENTO DE COLUMNA DE GRAVAS).....	104
8.3.4.1COMPARACIÓN MODELADO – INSTRUMENTACIÓN	104
8.3.4.2 AJUSTE	105
8.3.4.3COMPARACIÓN MODELADO AJUSTADO– INSTRUMENTACIÓN	106
8.3.5 MODELO MUELLE 2D CON MEJORA CON COLUMNA DE GRAVAS.....	108
8.3.5.1COMPARACIÓN MODELADO – INSTRUMENTACIÓN	108
8.3.5.2 AJUSTE	109
8.3.5.3COMPARACIÓN MODELADO AJUSTADO– INSTRUMENTACIÓN	110
8.3.6 MODELO MUELLE 2D CON SUELO EQUIVALENTE	111
8.3.6.1COMPARACIÓN MODELADO – INSTRUMENTACIÓN	111
8.3.6.2 AJUSTE	112
8.4 COMPARACIÓN ENTRE MODELOS	112
8.4.1 MUELLE 2D SUELO CON COLUMNAS (SIN AJUSTAR) – MUELLE 2D SUELO EQUIVALENTE (SIN AJUSTAR)	113
8.4.2 MUELLE 2D SUELO CON COLUMNAS (AJUSTADO) – MUELLE 2D SUELO EQUIVALENTE(AJUSTADO)	113
8.4.3 MUELLE 2D SIN TRATAMIENTO DE COLUMNAS DE GRAVA – SUELO SIN TRATAMIENTO DE COLUMNAS DE GRAVA(1D).....	114
8.4.4 MUELLE 2D SUELO CON COLUMNAS (AJUSTADO) – COLUMNAS REALES(1D)	115
8.4.5 MUELLE 2D EQUIVALENTE (AJUSTADO) – SUELO EQUIVALENTE(1D).....	115
9. CONCLUSIONES	116
10.FUTURAS LINEAS DE INVESTIGACIÓN.	118
11.BIBLIOGRAFÍA.....	119

INTRODUCCIÓN

1.1 MOTIVACIÓN

La motivación para la realización de este trabajo es la de conocer con mayor profundidad los parámetros de diseño de obras marítimas desde el punto de vista geo-mecánico.

Actualmente, el empleo de los modelos numéricos es de gran ayuda en el diseño de obras marítimas, debido a la robustez del método, a la gran cantidad de datos que podemos obtener en todo el dominio analizado y a la mayor fiabilidad que los métodos analíticos.

Con el crecimiento del tráfico marítimo en el siglo XX y XXI, debido a la globalización y cuyo principal modo de transporte es el barco, se crea la necesidad de mejorar las instalaciones marítimas de todas las ciudades, provocando que los nuevos desarrollos de infraestructuras sean de mayor tamaño y de mayor complejidad.

La modelación numérica nos ofrece la posibilidad de optimizar (a parte de los tiempos de ejecución) los espesores de los distintos elementos que forman la estructura (banquetas, rellenos,) rebajando así los costes y los tiempos de construcción de una obra.

1.2 HISTORIA Y ASPECTO ACTUAL DEL PUERTO DE BARCELONA

Desde el punto de vista económico y de movilidad, los puertos se consideran infraestructuras clave en cualquier ciudad, región o país.

Desde el desarrollo comercial por el mediterráneo de los Fenicios, las ciudades situadas a las orillas de este mar, tiene como principales características el desarrollo de estas, alrededor de su puerto.

Ese es el caso también de la ciudad de Barcelona, cuyo puerto se empezó a desarrollar en la etapa de los fenicios y que siguió desarrollándose con la conquista griega y romana.

El puerto de Barcelona tuvo su primera época de esplendor con la expansión del reino de Aragón por el Mediterráneo.

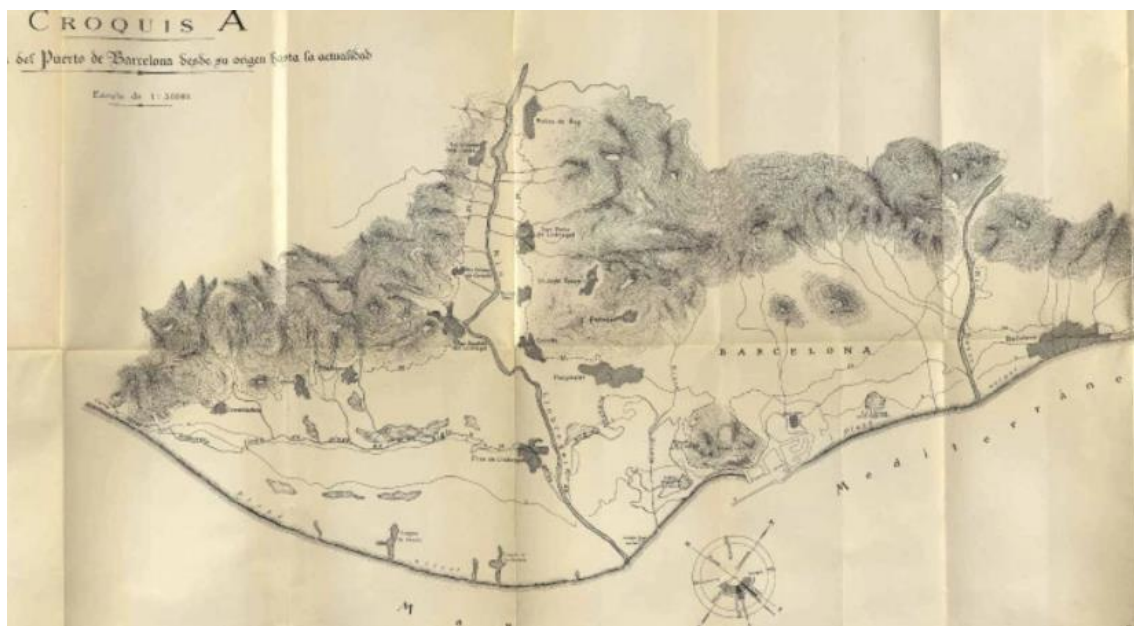


Figura 1.1. Grabado del Puerto de Barcino (actual Barcelona) en la época romana.

Posteriormente, con la apertura del comercio transatlántico perdió importancia, pero a mediados y finales del siglo XIX con la industrialización de España, con núcleo neurálgico en la capital catalana, empezó a desarrollar su segunda época dorada.

Actualmente el puerto de Barcelona es uno de los principales del estado.

Total traffic	Monthly accumulated				% 18-17 accum. november	% 18-17 accum. october	Total traffic 2017
	2017	2018	Diff. 18-17	%			
Total throughput	60.177.412	65.895.125	5.717.713	9,5%	9,5%	10,6%	60.177.412
Supplies	1.313.844	1.857.961	544.117	41,4%	44,5%	47,7%	1.313.844
Fishing	2.961	3.172	211	7,1%	6,0%	3,3%	2.961
TOTAL TRAFFIC (t)	61.494.217	67.756.258	6.262.041	10,2%	10,2%	11,4%	61.494.217
TEU	2.972.795	3.422.978	450.183	15,1%	14,3%	14,8%	2.972.795
Passengers (units)	4.138.660	4.493.646	354.986	8,6%	9,3%	9,5%	4.138.660
Automobiles (units)	837.602	810.218	-27.384	-3,3%	-2,5%	-2,1%	837.602
Vessels (units)	8.976	9.038	62	0,7%	1,0%	1,2%	8.976
UTI	394.876	408.553	13.676	3,5%	3,7%	3,9%	394.876

Figura 1.2. Estadísticas pertenecientes al año 2018, Autoridad Portuaria de Barcelona, 2019.

El puerto como infraestructura ha cambiado radicalmente a lo largo de los siglos, y cada vez localizándose más al sur, Figura .1.3.



Figura 1.3. Aspecto de la desembocadura del río Llobregat en el año 1994 y 2017, Vissir Catalunya ICGC 2019.

El cronograma del puerto puede recrearse así :

- Primeros asentamientos iberos y fenicios de la ciudad.
- Desarrollo del puerto romano de Barcino y el principal muelle localizado en *portal del mar*.

- En el siglo XIV, el rey Pedro III, se amplían las murallas y se desarrollan las reales Dársenas.
- Hasta el 1439 el comercio se desarrollaba fondeando en los arenales, pero en 1477 se empieza a construir el Muelle de Santa Cruz y el dique del este, con sucesivas ampliaciones en los años 1590, 1679 y en el 1720.
- Debido a la construcción del dique del Este, los sedimentos provenientes de la desembocadura del río Besós, se generan problemas y se ejecutan obras de menor calado a lo largo de un espacio considerable de tiempo.
- El 11 de diciembre de 1868 el ministerio de Fomento aprobó la construcción del primer dique transversal de la ciudad, provocando la transformación de la línea costera de la ciudad protegida por el dique, en muelles comerciales e industriales.
- Las siguientes obras de gran calado se desarrollan a partir de la cual Barcelona es designada sede olímpica de los juegos olímpicos de verano de 1992, en la cual se desarrollan las primeras instalaciones exclusivamente dedicadas al ocio (zona del Port Vell) y a la actividad deportiva (puerto olímpico).
- A principios del Siglo XXI se desarrolla la nueva bocana del puerto y el puente basculante, provocando una clara diferenciación entre la zona ocio-deportiva y la zona comercial-logística.
- También a principios del siglo XXI se expande el puerto hacia el sur de la ciudad, siendo estas las ampliaciones más importantes de su historia. Esta ampliación incluye el nuevo cauce del río Llobregat, la ejecución del dique del Este y del Sur (Figura 1.4) de las terminales de contenedores de Barcelona, los muelles de Álvarez de la Campa, de Príncipe de España (Príncep d'Espanya), de la Energía, de Contradique y el muelle del Prat con la Terminal BEST junto al río Llobregat.
- Actualmente se están desarrollando la construcción de terminales de carga y el desarrollo de los muelles adosados a los nuevos diques de abrigo (Figura 1.5).



1.3 IMPORTANCIA DE LOS ASPÉCTOS GEOTÉCNICOS Y PLANEAMIENTO DEL PROBLEMA

Desde el punto de vista de la geotecnia, los puertos son infraestructuras singulares, puesto que se construyen bajo el nivel del mar y porque en multitud de ocasiones requieren de grandes movimientos de tierras o elementos estructurales de grandes dimensiones para rebasar el nivel del mar.

España tiene la particularidad de que la mayoría de sus puertos se desarrollan en aguas abiertas, por lo que la ejecución de las obras tiene mayor dificultad geotécnica que los puertos que se desarrollan en zonas pertenecientes a Rías y estuarios (puertos europeos como Rotterdam, Amberes, Hamburgo, etc.).

Actualmente y de acuerdo con los planes directores de cada puerto, estos, tienden a desarrollarse en zonas no propicias para su construcción, debido a la necesidad de liberar espacio en el centro de la ciudad.

Algunos de estos ejemplos pueden ser los puertos de Barcelona y Valencia, que actualmente se desarrollan en zonas donde antes desembocaba un río, lo que provoca una presencia más acusada de suelos finos y orgánicos. Otro ejemplo son los puertos exteriores de A Coruña o Gijón, que debido a los nuevos estándares urbanísticos y a la elaboración de los planes Puerto-Ciudad tienen a desarrollarse en zonas más agresivas a las originalmente establecidas.

Estas particularidades provocaron varios problemas geotécnicos y rotura asociadas a distintos puertos. En España tenemos los ejemplos de las roturas en los puertos de Barcelona y Málaga:

- Rotura por licuefacción y oleaje en un dique del puerto de Barcelona. En el año 2001 en el puerto de Barcelona, en las obras de construcción de la nueva bocana del Port Vell, 4 cajones fondeados rompieron debido a dos factores. La carga asociada a la rotura de una ola de grandes dimensiones y principalmente debido a la licuefacción producida por el periodo ondulatorio de las olas asociadas al oleaje (Rotura de un dique en el puerto de Barcelona, análisis, modelación numérica y diseño alternativo, *Pablo Fernández tesis fin de Máster, ETSECCPB 2012*).
- Rotura del dique en el puerto de Málaga. Esta rotura fue debida a una altura de ola actuante sobre el dique mayor a lo esperada.



Figura 1.6. Planta de la zona afectada por la rotura del dique en la construcción de la nueva bocana de Barcelona, (Puzrin et al. 2010).

1.4 METODOLOGÍA Y PLAN DE DESARROLLO

1.4.1 INTRODUCCIÓN

Para desarrollar una investigación, es necesario planificar cada una de las etapas de las que compondrán el estudio.

Se pueden observar cuatro principales etapas:

- Pasos preliminares
- Cálculos
- Resultados
- Comparativa

Cada una de las etapas nombradas serán compuestas por unas sub-etapas con características más específicas y que aportan datos mucho más concretos.

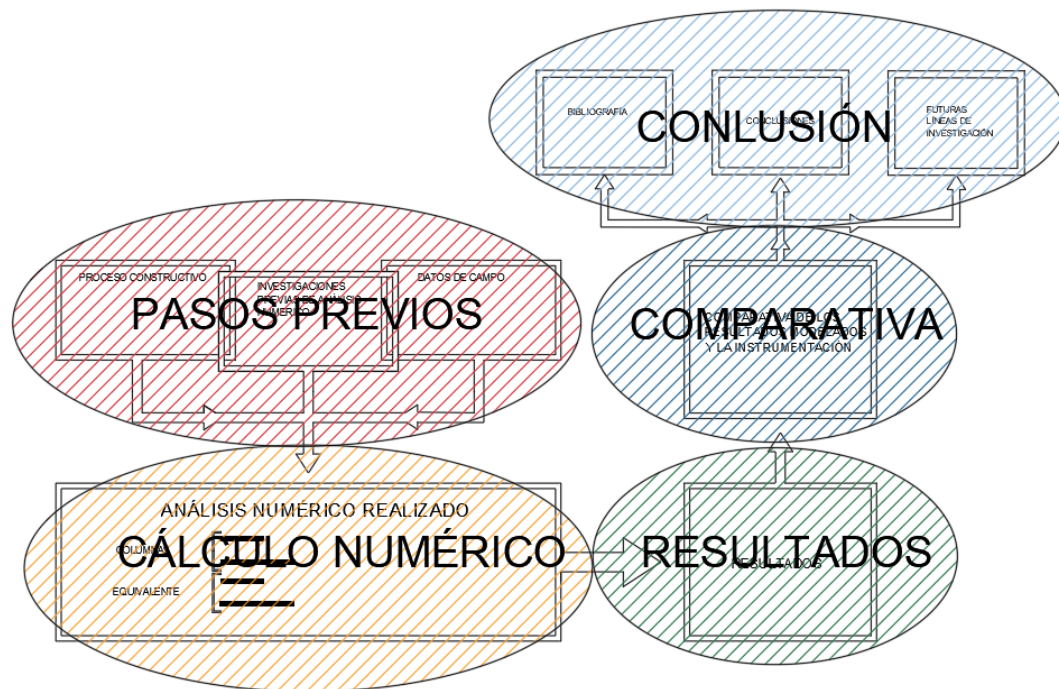


Figura 1.7. Esquema de la metodología empleada.

1.4.2 PASOS PRELIMINARES

1.4.2.1 Datos e instrumentación

Los datos extraídos de campo son principalmente los provenientes de ensayos in-situ tipo CPTu y de piezómetros de cuerda vibrante.

Estos datos son recopilados a lo largo del tiempo, desde su instalación, antes de ejecutarse la obra, hasta producirse el relleno en el trasdós.

Los datos están en formato **.xsl** realizadas con el Microsoft Excel.

También se proporciona los datos de deformaciones, donde se pueden observar los asientos en las distintas fases de la ejecución de la obra.

1.4.2.2 Geometría y proceso constructivo

La geometría para usar es la fielmente usada en el proyecto y la ejecución de la obra. Esta geometría esta realizada sobre un plano transversal a la línea del muelle.

Este plano es coincidente con el plano donde se sitúa la instrumentación, para poder lograr la mejor reproducción de los datos y mejor análisis de los resultados.

El proceso constructivo que se usa en las distintas fases implementadas en el software Plaxis se basa en los tiempos de ejecución de la obra, que difiere mínimamente de lo dispuesto en el proyecto.

1.4.2.3 Estado del arte.

Con respecto al estado del arte en el proyecto se recopila información a los distintos trabajos relatados sobre el tema, como:

- Indraratna
- Zhen
- Castro y Sagaseta

1.4.3 CÁLCULO NUMÉRICO

Con respecto al cálculo numérico realizado con el programa elementos finitos Plaxis 2D, se desarrollan 6 ajustes.

1.4.3.1 Modelo Axi-simétrico del suelo sin tratamiento con columnas de gravas.

Se reproduce el suelo a través de un modelo axi-simétrico sin ningún tipo de mejora.

El desarrollo de este modelo nos permitirá calibrar el modelo del mismo tipo en deformación plana.

1.4.3.2 Modelo Axi-simétrico real

La idea de este modelo es estudiar la disipación en un modelo radial, que en cierta manera reproduce con bastante acierto lo que sucede en el caso real. Este modelo es análogo a realizar un modelo 3D.

Este modelo nos permitirá realizar un calibrado de las distintas permeabilidades de los materiales.

Para modelar la columna es necesario transformar el área de influencia de una columna (en disposición triangular es un hexágono) a un cilindro de radio equivalente.

1.4.3.3 Axi-simétrico suelo equivalente

La zona tratada por las columnas se puede modelar a través de un modelo equivalente, ponderando las propiedades geomecánicas e hidráulicas de las columnas de grava y los suelos.

Este modelo resulta interesante porque nos permitirá poder ajustar el modelo en deformación plana .

1.4.3.4 Muelle 2D sin tratamiento de columna de gravas.

Este modelo se realiza en deformación plana, cuenta de muy pocos elementos, como pueden ser:

- Estrato arcilloso.
- Banqueta.
- Cajón

Este modelo nos permitirá discutir sobre la diferencia entre modelar en axis-simetría y en deformación plana.

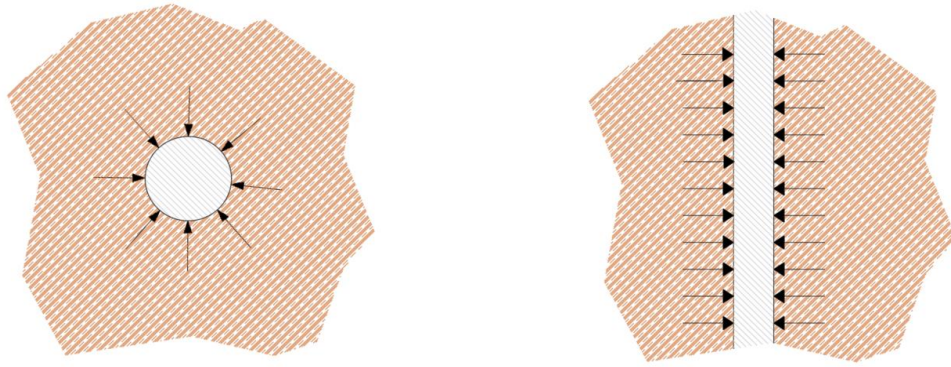


Figura 1.8. Flujo radial en axi-simétrico y flujo normal en deformación plana (vista desde la planta).

1.4.3.5 Muelle 2D con columnas de gravas.

Se realiza una modelación de las columnas de grava en deformación plana a través de la transformación de las columnas en zanjas longitudinales.

Desde el punto de vista de la disipación de la presión de poros es interesante puesto que el flujo en el modelo real es radial, mientras que en deformación plana será perpendicular a las zanjas.

1.4.3.6 Deformación plana suelo equivalente

Uno de los problemas que tiene la modelación de columna de gravas, es que las columnas tienen a concentrar mayor cantidad de carga que el suelo circundante.

Por eso muchos autores recurren a analizar los suelos a través de un suelo equivalente con propiedades mecánicas ponderadas entre la columna y el suelo.

Resulta interesante comparar los datos obtenidos con los otros modelos y poder analizar las diferencias.

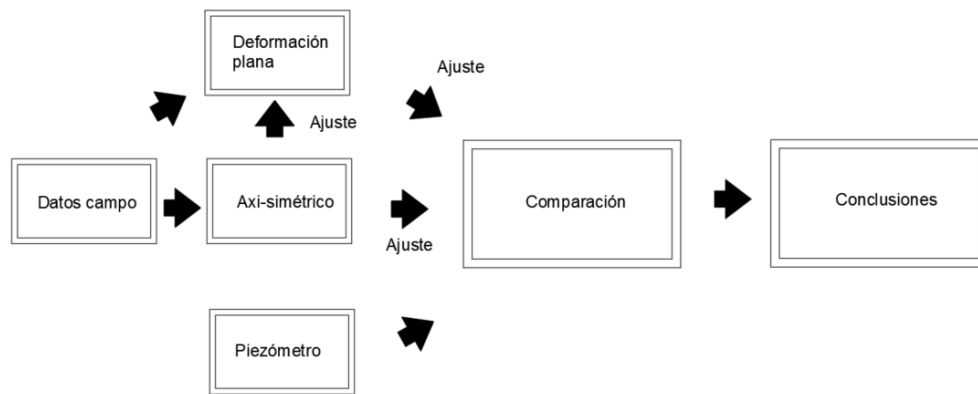


Figura 1.9. Esquema del análisis numérico

1.4.4 RESULTADOS

Se representan los resultados de los modelos y el exceso de presión de poros en todo el dominio para cada uno de los modelos.

1.4.5 COMPARATIVA

A partir de los resultados se procede al análisis de estos. Este análisis consiste en comparar los datos modelados y los realmente medidos a través de la instrumentación.

Principalmente los parámetros a comparar son:

- El exceso de la presión de poros en los piezómetros, desde el punto de vista de la magnitud de los puntos críticos, I
- Las pendientes de disipación y los tiempos de consolidación.

Se realizan comparativas entre los distintos modelos y se establecen las diferencias y similitudes.

1.4.6 CONCLUSIÓN Y ESTADO DE LA INVESTIGACIÓN

Se comentan los resultados de la comparativa y se hace un análisis de lo observado.

Con respecto del estado de la investigación se proponen nuevas líneas por donde se puede seguir estudiando el tema y por donde iniciar las investigaciones.

2. OBJETIVOS

2.1 OBJETIVOS GENERALES.

El presente trabajo de investigación tiene como objeto la de analizar el comportamiento en las presiones de poros de un puerto, por lo que para el correcto análisis e interpretación de los datos se necesita conocer lo más detalladamente posible los datos a introducir en el modelo numérico.

2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Como objetivos específicos, se señalan los siguientes:

- Comprender y conocer los distintos criterios sobre la modelación de muelles mejorados con columnas de gravas.
- Analizar e interpretar los datos de instrumentación en la ejecución de la obra.
- Analizar y conocer los procesos constructivos de la obra a ejecutarse.
- Comprender los distintos análisis de la disipación de presión de poros en suelos finos.

3. ESTADO DEL ARTE.

3.1 INTRODUCCIÓN

Para cumplir con los objetivos específicos de la tesina se estudian artículos de columnas de gravas relacionados principalmente con la modelización de columnas de gravas con modelación numérica.

3.2 COLUMNAS DE GRAVA

La aplicación de una carga sobre un terreno en condiciones no drenadas conlleva al incremento de unas presiones de poros iguales a la carga aplicada.

Este fenómeno conlleva problemas principalmente de dos categorías:

- Rotura del terreno
- Consolidación del terreno.

En el sujeto que estamos estudiando se procede a una mejora del terreno mediante columnas de grava para mitigar el problema anteriormente descrito.

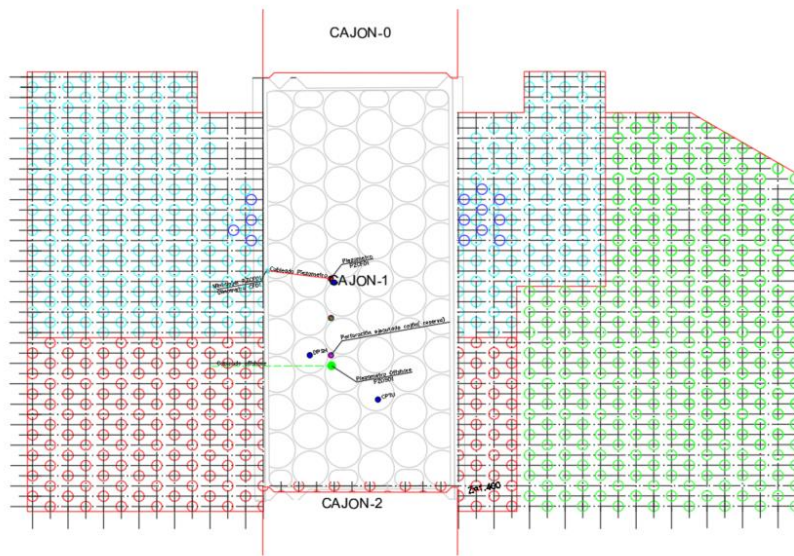


Figura 3.1. Posición del cajón sobre las columnas de grava.

Las columnas de grava principalmente aportan al terreno las siguientes características.

- Rigidez.
- Permeabilidad.
- Resistencia al corte.

En lo referente al aumento de la permeabilidad, la mejora de columna de gravas provoca una mayor rapidez de evacuación.

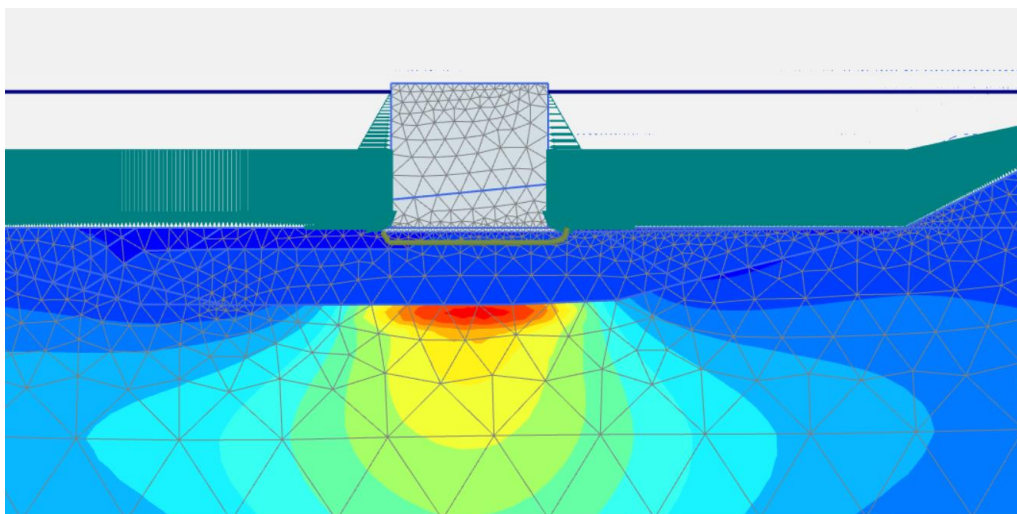


Figura 3.2 Exceso de presión de poros bajo el fondeo de un cajón vertical.

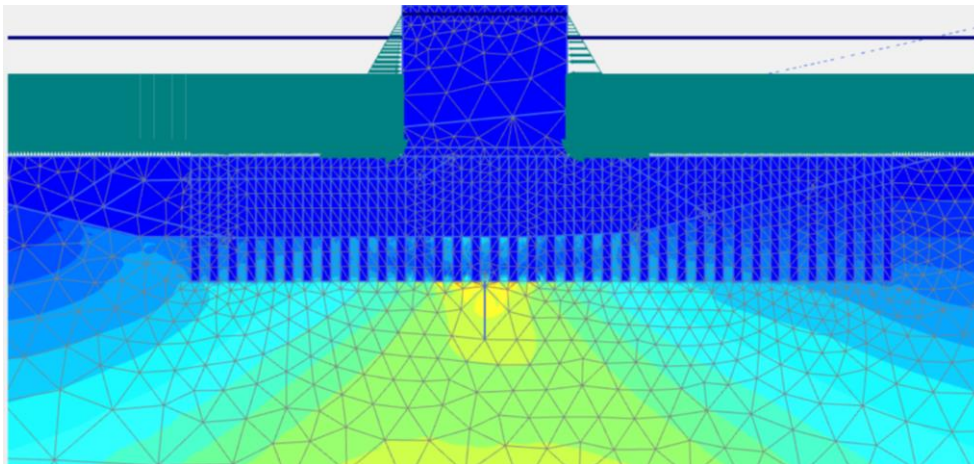


Figura 3.3. Exceso de presión de poros bajo el fondeo de un cajón en un terreno mejorado con columnas de grava, se observa una mayor disipación de poros con respecto a la Figura 3.2.

La disipación de presión de poros es muy importante en suelos arcillosos, puesto que debido a su baja permeabilidad tardan mucho en disiparse, provocando una lenta consolidación e induciendo a roturas no drenadas en caso de un incremento tensional

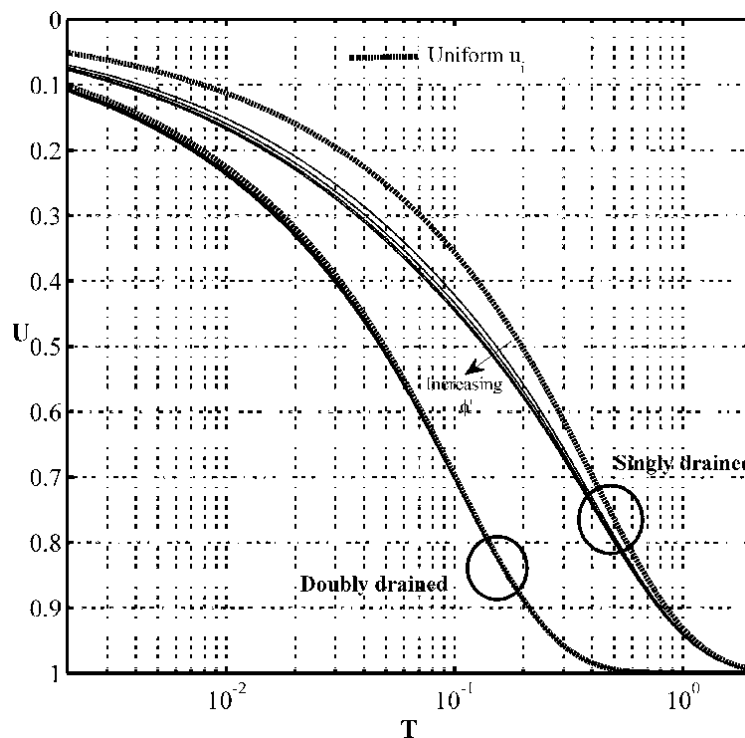


Figura 3.4. Evolución de la presión de poros en un terraplén relación con U (%),

En el proceso de estudio de las disipaciones de presión de poros, caben distinguir las distintas modalidades de modelación con el uso de método de elementos finitos.

Algunas de estas modalidades están definidas en 2D y otras en 3D (en el tratamiento del presente trabajo se excluyen los modelados 3D):

- Modelo tridimensional completo.
- Celda unidad.
- Zanjas de columnas longitudinales.
- Anillos de columnas.
- Terreno equivalente mejorado.
- Rebanada tridimensional de columnas.

En multitud de ocasiones los modelados indican que desde el punto de vista geo-mecánico los modelados 3D obtienen un mayor factor de seguridad, por lo que resulta especialmente importante el modelado 2D.

	Asiento final	Consolidación	Estabilidad
Celda unidad	***	***	
Zanjas long.	**	**	**
Homogéneo	**	*	*
Rebanada 3D	***	***	***

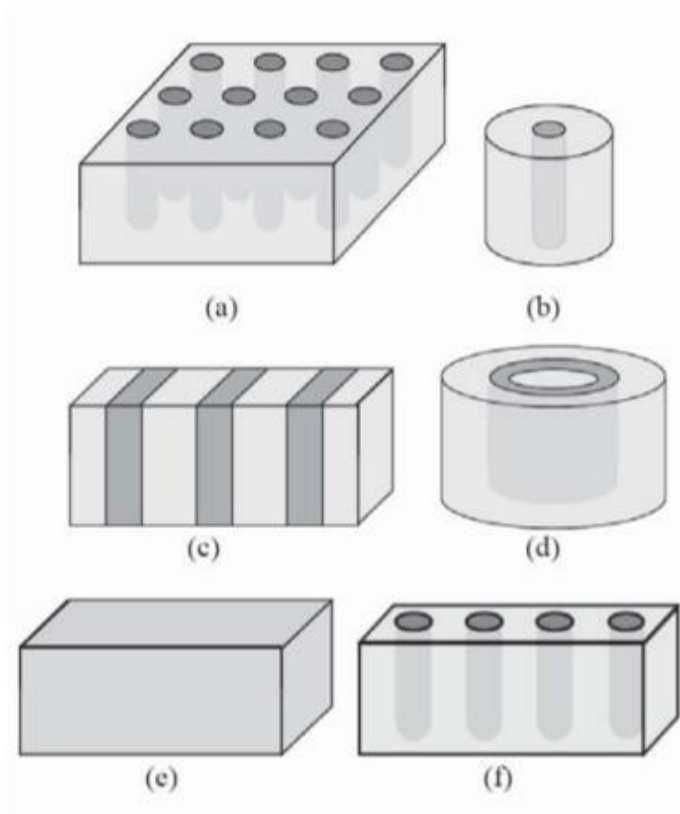


Figura 1. Principales modelos para el estudio de columnas de grava: (a) Modelo tridimensional completo; (b) Celda unidad; (c) Zanjas de columnas longitudinales; (d) Anillos de columnas; (e) Terreno equivalente mejorado; (f) Rebanada tridimensional de columnas.

Figura 3.5. Principales modelos para el estudio de columnas de grava, Jorge Castro , César Sagaseta, Simposio sobre reconocimiento, tratamiento y mejora de terreno (A Coruña,2016)

Para realizar un modelado axis-simétrico es necesario realizar una conversión, que será distinta según el tipo de ejecución de las columnas de grava. Distinguimos tres tipos de ejecución:

- Cuadrada.
- Triangular.

En el proceso de transformación de la configuración triangular al modelo axis-simétrico se establece la siguiente relación

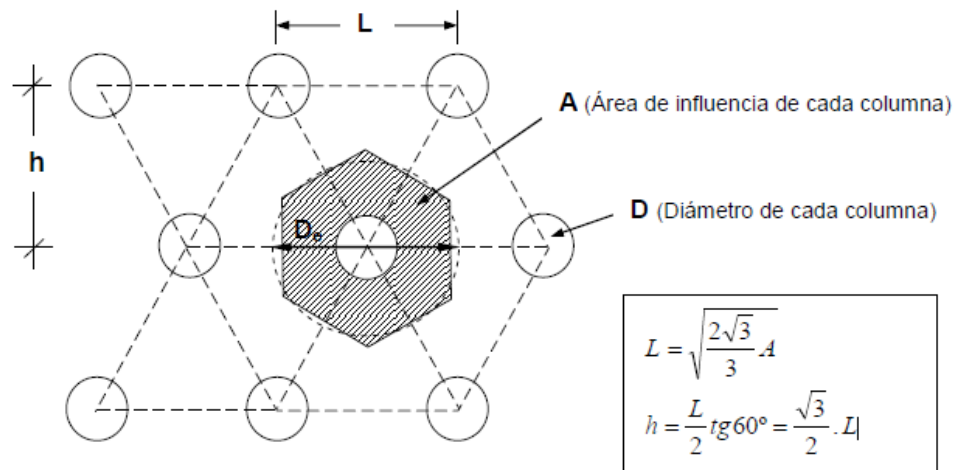


Figura 3.6. Proceso de transformación de una disposición triangular de columnas a axis-simétrico, Manuela Carreiro Pousada(2007)

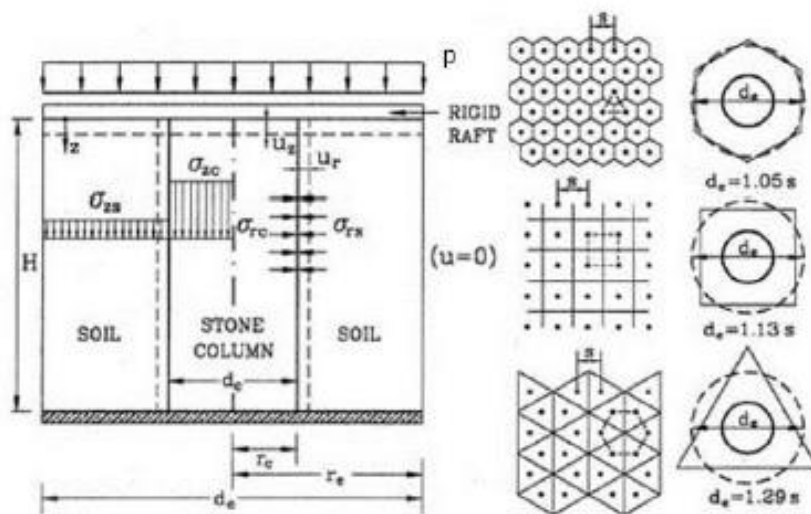


Figura 3.7. Disposiciones de las columnas de grava en planta. suelos blandos bajo diques s. Balaam &Brooker(1981).

3.3.ZHANG ET AL. (2013)

3.3.1 INTRODUCCIÓN

Zhang et al. (2013) en su artículo *Numerical investigation on factors for deep-seated slope stability of stonecolumn-supported embankments over soft clay*, proponen distintas transformaciones geomécnicas para poder modelar un suelo reforzado con columnas de grava.

Debido a la dificultad añadida del modelado 3D se proponen una serie de transformaciones equivalentes para el modelado en 2D en deformaciones planas.

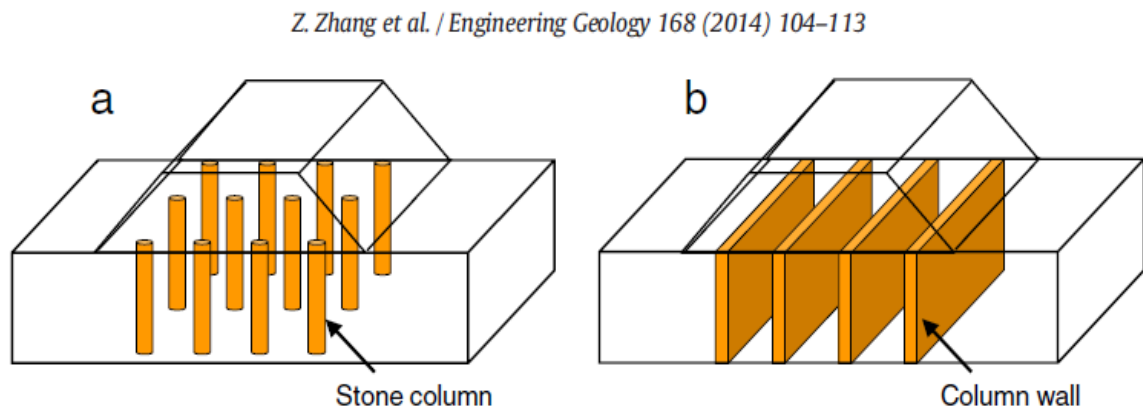


Figura 3.8. Esquema de la transformación geométrica del 3D al 2D , Zhang et al.2010.

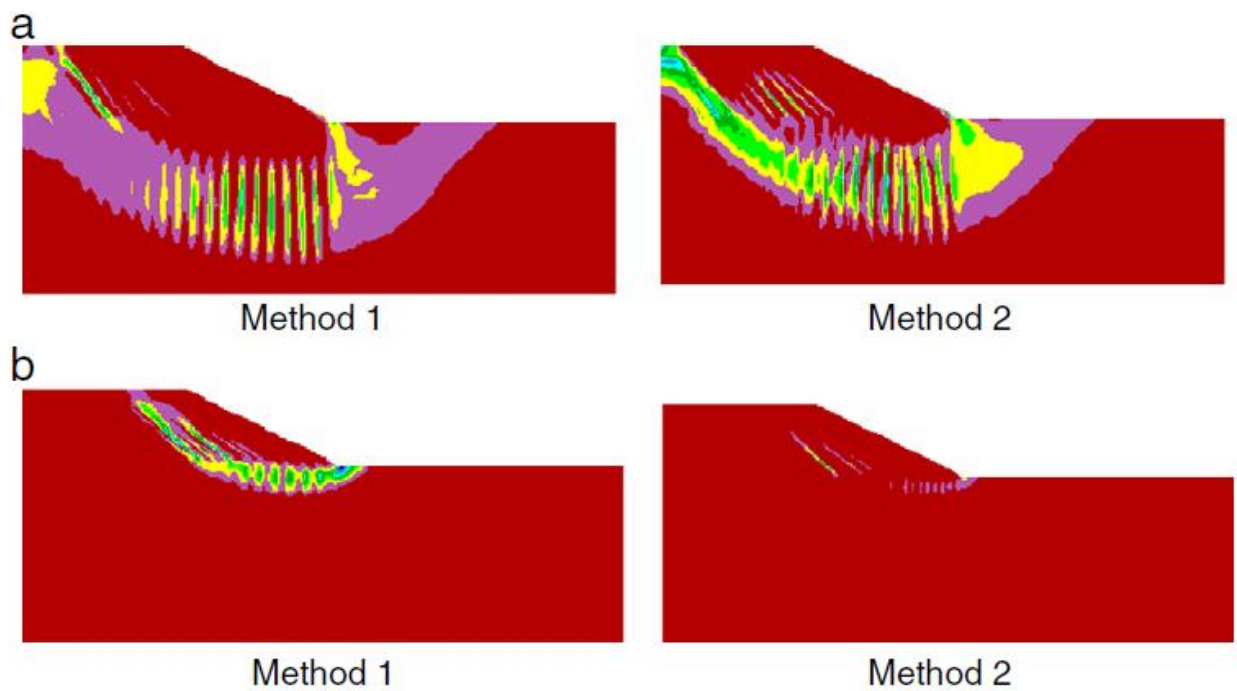


Figura 3.9. Diferencias en la distribución de tensiones tangenciales según el método usado , Zhang et al.2010.

3.3.2 MÉTODO DEL MURO-COLUMNA

Este método consiste en mantener las dimensiones originales y representarlas en el modelo 2D con una transformación de los parámetros de resistencia. Dando lugar a las siguientes expresiones:

$$E_w = E_c a_r + E_s (1 - a_r)$$

$$C_w = C_s (1 - a_r)$$

$$\phi_w = \arctan(a_r \tan \phi_c + (1 - a_r) \tan \phi_s)$$

Donde

E_w = Módulo elástico del muro equivalente

E_c = Módulo elástico de la columna de grava

E_s = Módulo elástico del suelo

ϕ_w = ángulo de rozamiento del muro equivalente

ϕ_c = ángulo de rozamiento de la columna de grava

ϕ_s = ángulo de rozamiento del suelo

a_r = Módulo de remplazo

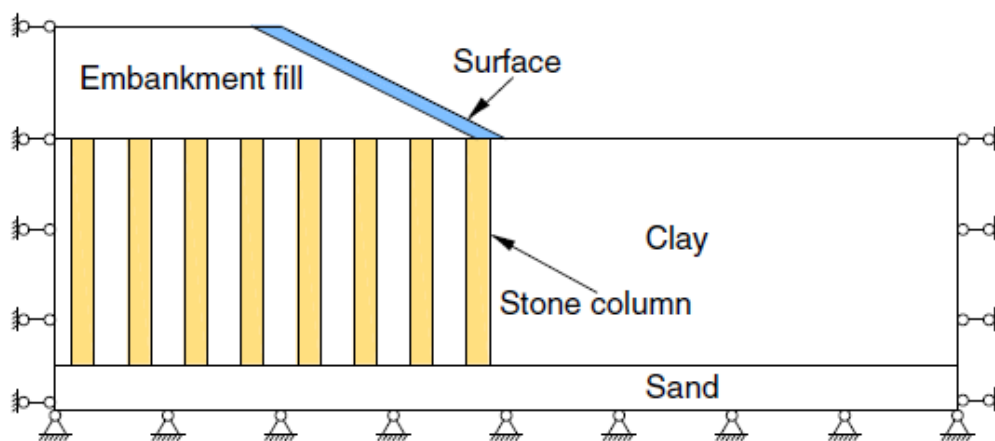


Figura 3.10. Esquema del terraplen modelado en 2D, Zheng et al.2010.

3.3.3 MÉTODO 2 ALTERNATIVO.

Análogamente el modelo anterior Zheng propone la variante de mantener las características resistentes intactas y modelar un volumen equivalente de columnas al producido en el 3D.



Figura 3.11. Esquema del terraplén modelado en 2D por el método del muro-columna, J. Rofes.. Tesis final máster.UPC,2016.

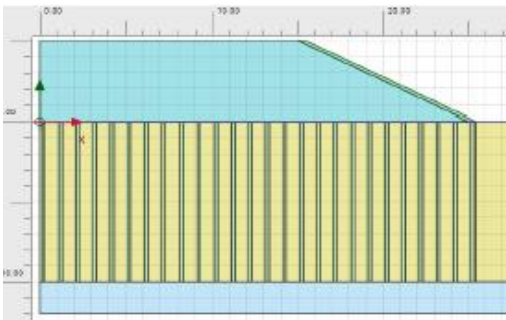


Figura 3.12. Esquema del terraplén modelado en 2D por el método 2 , se puede observar en la figura un grosor menor en las columnas que en el modelo anterior, J. Rofes. Tesis final máster.UPC,2016.

3.3.4 MÉTODO ÁREA EQUIVALENTE.

Se incorpora un último modelo al artículo. Este se trata de un modelo que agrega al mismo conjunto columnas y suelo, consiguiendo así un suelo con propiedades compuestas.

$$E_q = E_c a_s + E_s (1 - a_r)$$

$$C_{eq} = C_s (1 - a_s)$$

$$\phi_{eq} = \arctan(a_s \tan \phi_c + (1 - a_r) \tan \phi_s)$$

Donde

E_q = Módulo elástico del área equivalente

ϕ_{eq} = ángulo de rozamiento del área equivalente

a_s = Área de remplazo

3.4. INDRARATNA

3.4.1 INDRARATNA ET AL. (1997)

También se analiza en el presente trabajo, la influencia de los distintos suelos que rodean al dren o columna de grava.

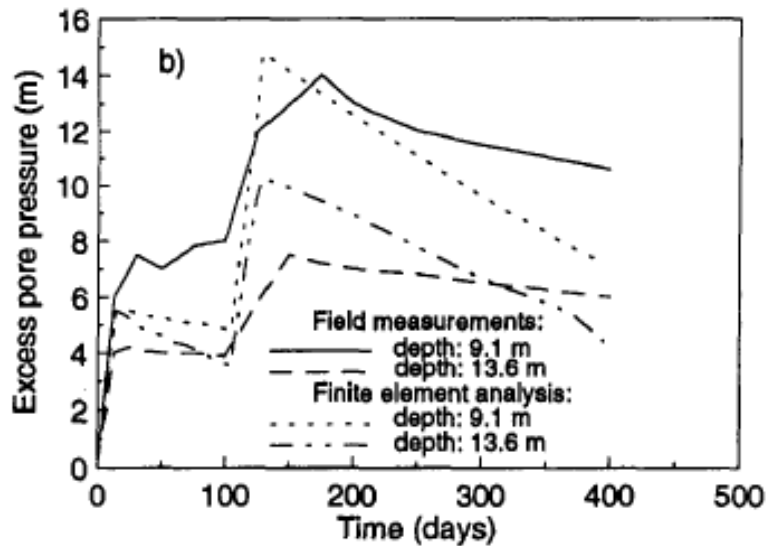


Figura 3.13. Exceso de presión de poros según distintos análisis. Plane-Strain modeling of smear effects associated with vertical drains. Indraratna et al.1997

Indraratna et al. 1997 publicaron un artículo donde se estudiaba los efectos de las permeabilidades alrededor de un dren, a través de un modelo axi-simétrico y otro modelo en deformaciones planas.

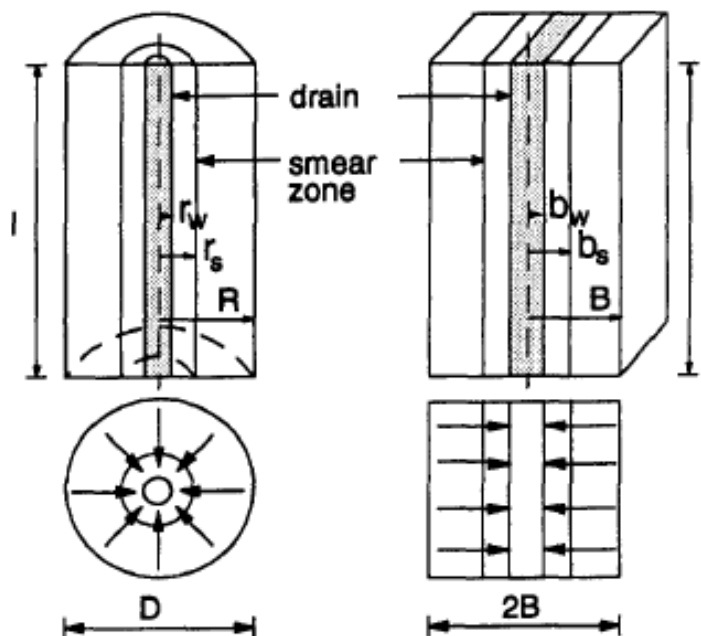


Figura 3.14. Cambio de análisis axi-simétrico a deformaciones planas . Plane-Strain modeling of smear effects associated with vertical drains. Indraratna et al.1997.

El método establece que si se establecen grandes flujos en el dren y que la zona de remoldeo que circunda el dren las nuevas permeabilidades se asemeja a:

$$\frac{K_{hp}}{K_h} = \left(\frac{0.67}{Ln_n - 0.75} \right)$$

Donde

$$n = \frac{\text{Radio de la zona de influencia}}{\text{Diámetro del dren}}$$

K_{hp} = Permeabilidad horizontal en deformaciones planas

K_h = Permeabilidad horizontal en Axis-simétrico

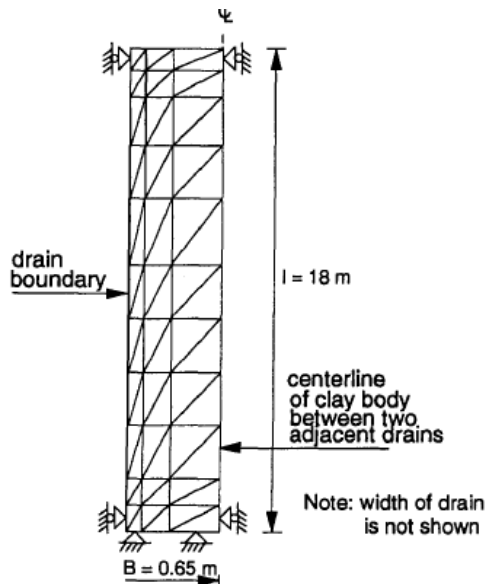


Figura 3.15. Modelo axis-simétrico de un suelo fino. Plane-Strain modeling of smear effects associated with vertical drains. Indraratna et al.1997.

3.4.2 INDRARATNA ET AL. (2013)

Posteriormente Indraratna et al. en 2013 publican un artículo, analizando la disipación de presión de poros en un suelo con mejora de columnas de grava.

Debido a que la zona exterior de las columnas de grava está en un estado tensional mayor, se produce una disminución de la permeabilidad o del diámetro efectivo de la columna.

$$K_{cl} = \alpha K$$

Donde:

- K_{cl} = *Permeabilidad de la zona remodelada de la columna*
- α = Coeficiente
- K = *Permeabilidad horizontal*

El parámetro α depende de la distorsión de la permeabilidad y que varía principalmente entre 0-1.

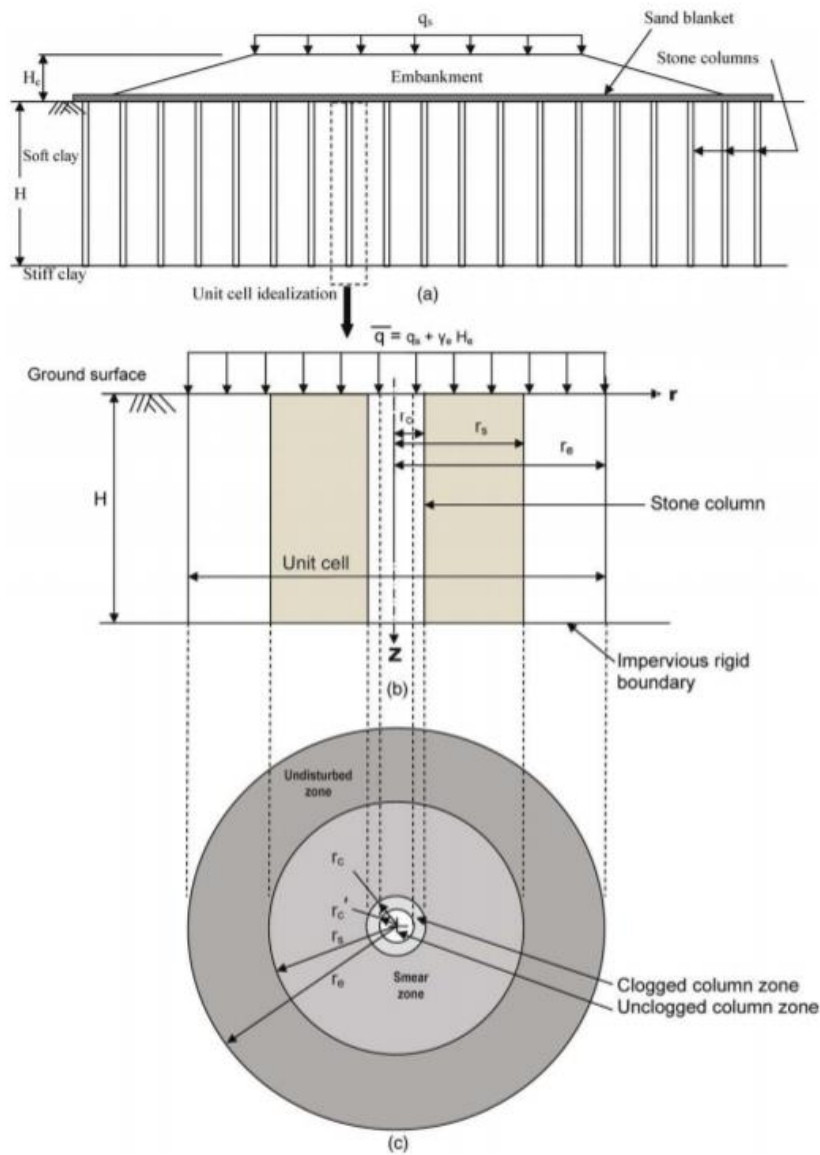


Figura 3.16. Columna de grava modelada como deformación plana y en axis-simétrico. Indraratna et al.2013.

4. RECONOCIMIENTO GEOTÉCNICO DE LA ZONA DE ESTUDIO

4.1 INTRODUCCIÓN

Estos datos principalmente tendrán naturaleza geomecánica y geométrica.

4.2 DESCRIPCION DEL AREA Y DATOS GENERALES

4.2.1 INTRODUCCIÓN

La localización donde se enmarca este trabajo es en el puerto de la ciudad de Barcelona.

El puerto se divide en distintas zonas desde el punto de vista operacional, siendo la más interesante la que más actividad comercial tiene, concretamente el muelle adosado al dique exterior y alejado de la costa (Figura 4.1).



Figura 4.1. Localización de la ampliación del muelle , Vissir Catalunya. ICGC 2019.

Este puerto tiene la característica que desde el principio del siglo XXI se han desarrollado obras de gran calado y que afectan a la geología de la zona.

Originalmente el río Llobregat desembocaba en la zona que hoy ocupa el puerto de Barcelona, concretamente la terminal sur, pero a principios del siglo XXI se desvió el cauce del río para desembocar en una zona situada entre la zona de actividades logísticas (ZAL) y el aeropuerto del Prat.

El antiguo cauce del río Llobregat provoca que la zona de afección presente particularidades de una zona donde desemboca un río.

4.2.2 GEOLOGÍA

El material existente en la zona, desde la cota batimétrica hasta la cota -100 m bajo el nivel de mal, establece la existencia de material arcillo-limoso con alguna intercalación de arenas.

La zona de estudio pertenece a la antigua desembocadura del río Llobregat y desde el punto de vista hidrogeológico dispone de acuífero y acuitardo (Figura 4.2).

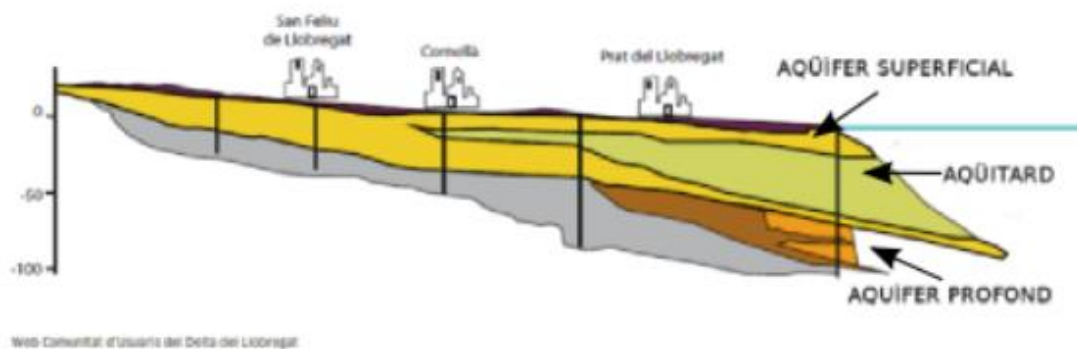


Figura 4.2. Perfil hidrogeológico de la desembocadura del río Llobregat.

. El hecho de estar ejecutado en lo que antes fue la desembocadura de un río implica la presencia de materiales de índole sedimentarios.

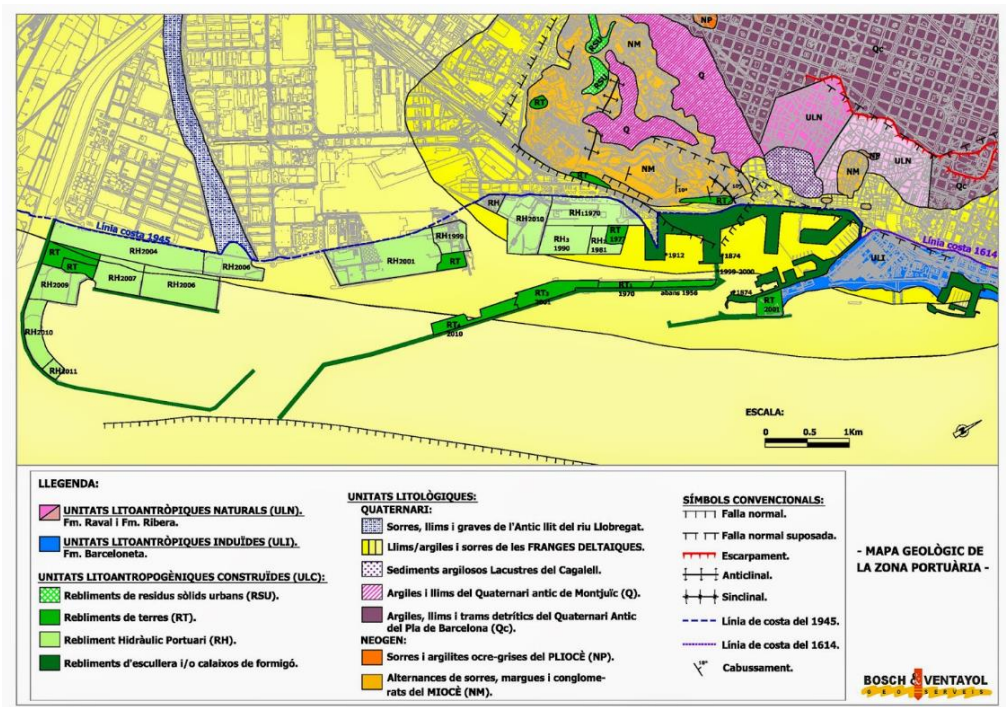


Figura 4.3. Mapa geològic del porto de Barcelona, Bosh&Ventanyol.

4.3 RECONOCIMIENTO GEOTECNICO

En el proceso de diseño y construcción de la obra, se ha realizado:

- Una campaña de sondeos.
- Ensayos CPTU y ensayos de permeabilidad.

El objetivo de la elaboración de una campaña de sondeos y de ensayos CPTU es la de poder detallar, con mayor precisión posible, los estratos de suelos.

Los datos a partir de los cuales está hecho este trabajo de investigación son los recopilados por la empresa IGEOEST MARINA y dirigidas a la autoridad portuaria de Barcelona.

La campaña de sondeos forma una malla de sondeos rectangulares, de manera que se pueden hacer perfiles longitudinales y transversales a la geometría de la ampliación del puerto.

Estos perfiles se consiguen interpolando linealmente los datos recogidos en cada uno de los sondeos y plasmándolos en el plano.

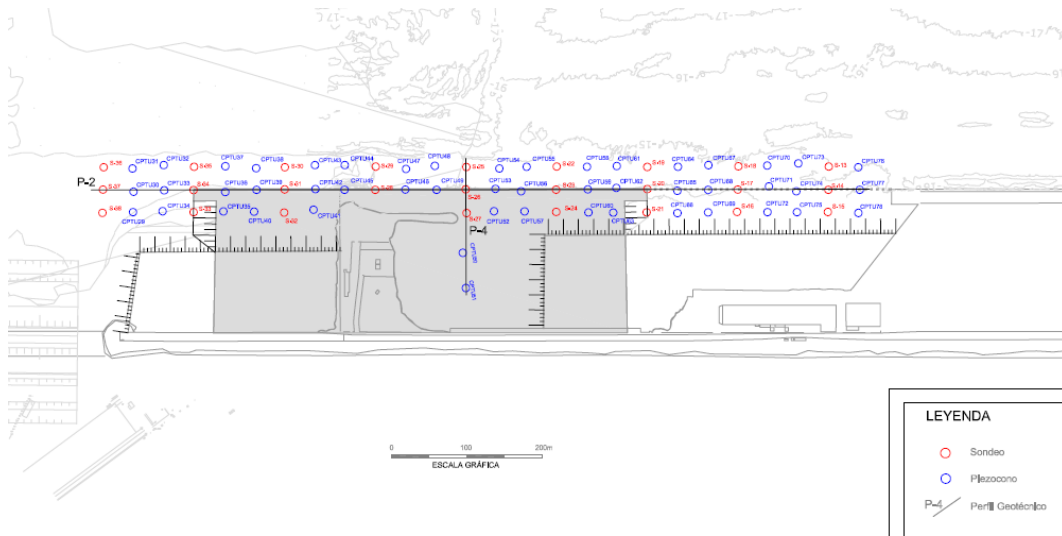


Figura 4.4. Localización de los perfiles estratigráficos, Informe IGEOTEST MARINA 2017.

4.3.1 SONDEOS GEOTÉCNICOS

4.3.1.2 SUELOS Y DEMÁS COMPONENTES.

En los sondeos realizados por la empresa IGEOTEST MARINA se distinguen en la zona de actuación los siguientes materiales:

- Lodos de fondo: están formados principalmente por ser una zona próxima a tierra y donde antiguamente desembocaba el río Llobregat. Estos lodos no tienen más interés geotécnico puesto que se tratan de unas capas muy superficiales y no existentes en gran parte de la zona de actuación.
- Arcillas, limos con intercalaciones de arenas: Suelos que abarcan prácticamente la totalidad de los sondeos realizados. Son de gran importancia para el proyecto puesto

que es en esta zona donde se generan los mayores excesos de presión de poros en un proceso de carga. La presencia de capas de arenas intercaladas provoca que haya una zona de disipación de presión de poros muy convenientes para la ejecución de la obra. Las características geomecánicas de este estrato de suelo pertenecen principalmente a las asociadas con suelos finos y cohesivos.

- Hormigón: elementos de hormigón presentes en el suelo marino, posiblemente debido a elementos pertenecientes al puerto en la antigüedad.

4.3.2 CPTU

El ensayo CPTU es una variación del ensayo CPT, pero con la particularidad de contener un sensor que permite obtener la presión de poros en cada instante temporal.

El ensayo CPTU se hince a través de un elemento hidráulico, que a su vez está fijado a algún elemento de gran masa para conseguir una reacción al esfuerzo del hincado, a una velocidad determinada. El CPTU lo que mide es un esfuerzo por punta y un esfuerzo a la penetración por rozamiento lateral.

El ensayo del piezocono o CPTU es una muy buena opción para determinar las características geotécnicas del terreno donde se asentará el muelle.

4.3.2.1 Propiedades

EL CPTU es elaborado por la empresa **Bosch & Vantanyol geoserveis** y mediante el cual se obtienen los siguientes parámetros:

- Resistencia por punta q_t .
- Resistencia por fuste f_t .
- Presión de poros u .
- Ratio de fricción R_f
- Inclinación.

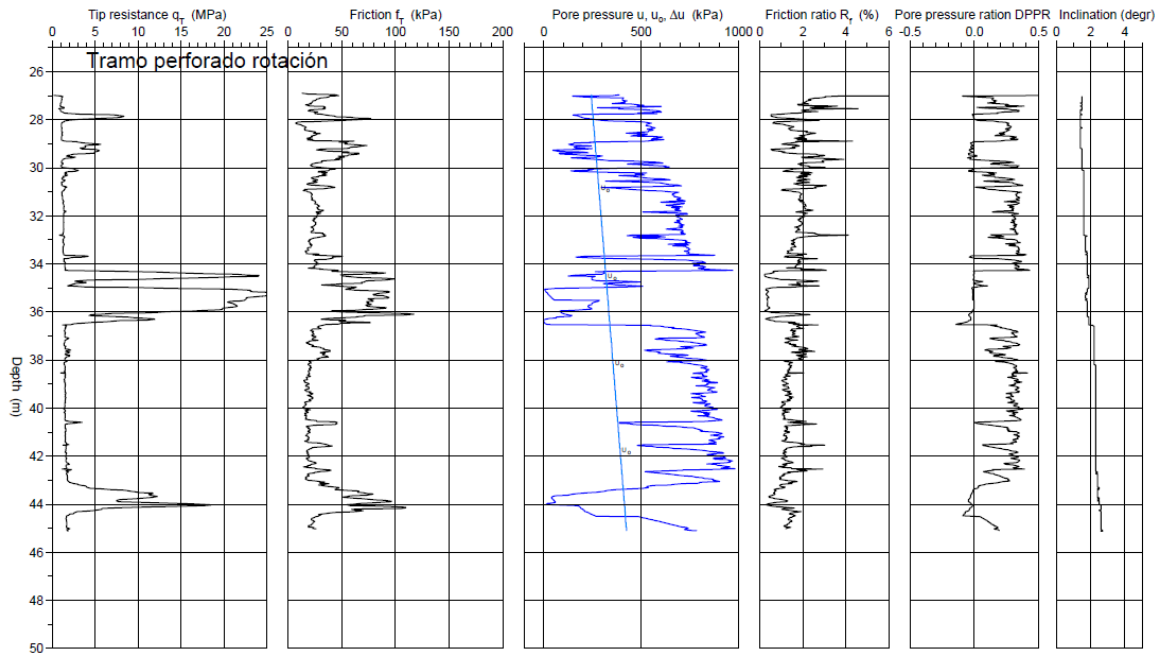


Figura 4.5. CPTU zona de ejecución cajón 01, ampliación muelle de Barcelona. Bosch & Vantanyol geoserveis, enero 2018.

4.3.2.2 Propiedades derivadas del CPTU

A través del CPTU se pueden determinar los parámetros de entrada para el modelo numérico con el software Plaxis.

Estos parámetros de entrada dependerán de principalmente los modelos constitutivos empleados. Principalmente interesa el conocimiento de los parámetros de entrada del suelo fino (formado principalmente por arcillas y limos) y cuyas variables de entrada son:

- E = Módulo de Young (kN/m^2)
- ν = Coeficiente de Poisson
- ϕ = Ángulo de rozamiento ($^\circ$)
- C = cohesión (kN/m^2)
- K = Modulo de Corte (kN/m^2)
- $E_{eod} = \text{Módulo edométrico } (\frac{kN^2}{m})$
- $M = \text{Parámetro } K_0^{nc}$
- $K_0^{nc} = \text{Coeficiente de tensiones laterales en consolidación normal}$
- ψ = Ángulo de dilatancia

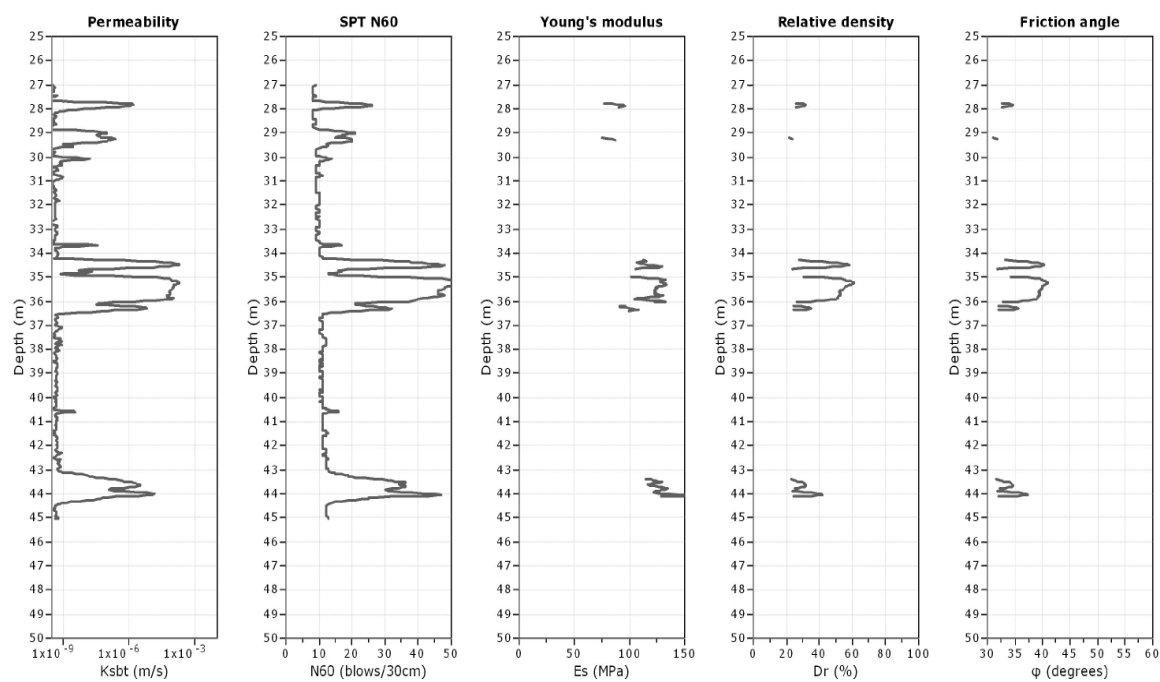


Figura 4.6 Variables geomecánicas derivadas del CPTU zona de ejecución cajón 01, ampliación muelle de Barcelona. Bosch & Vantanyol geoserveis, enero 2018.

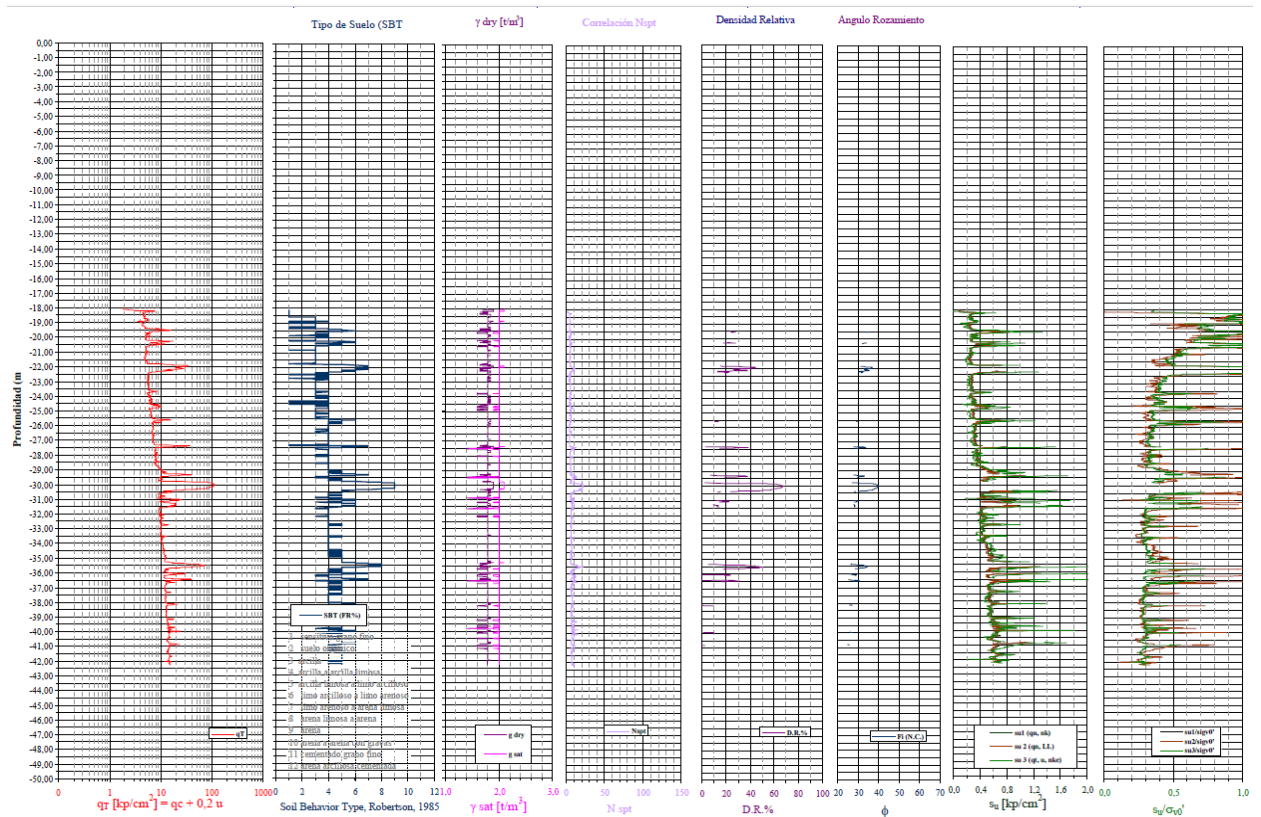


Gráfico 4.7. Datos del ensayo CPTU. Bosch & Vantanyol geoserveis

4.3.2.3 Ensayo de disipación

El ensayo de disipación se enmarca en el ensayo CPTU, y tiene como objetivo la de hacer un análisis de la disipación de presión de poros en el suelo donde se ensaya el CPTU.

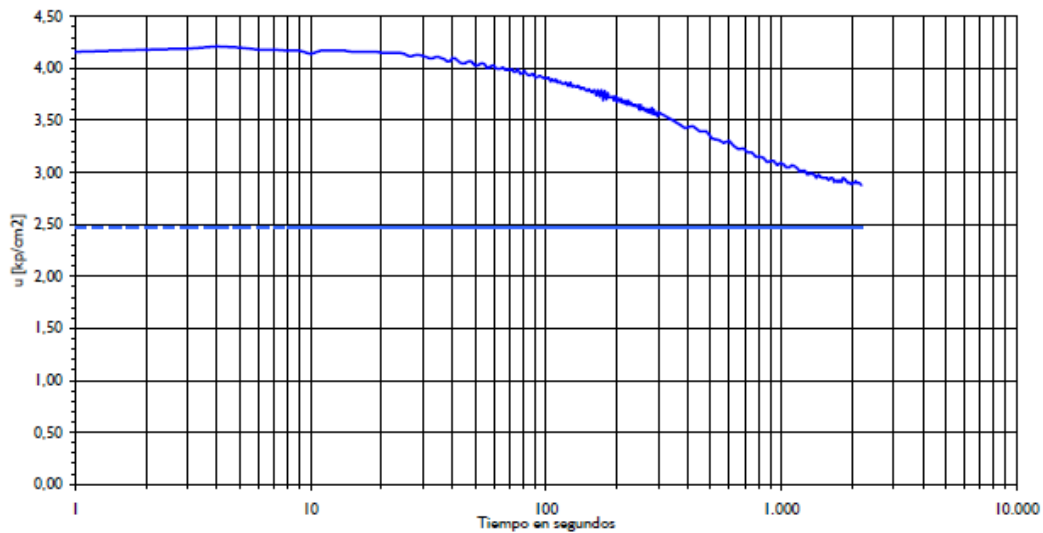


Figura 4.8. Datos del ensayo de Disipación. Bosch & Vantanyol geoserveis

4.4 INTERPRETACIÓN DE LA CAMPAÑA

4.4.1 RESULTADOS CAMPO GEOLÓGICO

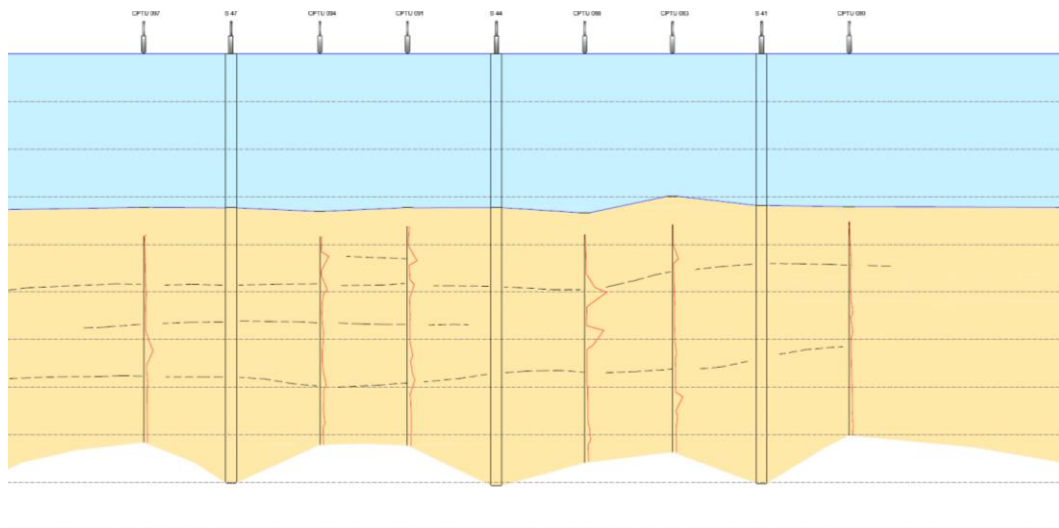


Figura 4.9. Perfil estratigráfico de zona a tratar. Azul es lámina de agua y amarillo se relaciona a material fino. Informe IGEOTEST MARINA 2017.

A partir de los datos obtenidos se puede establecer el siguiente perfil para la zona a tratar:

- Lámina de agua: Situada hasta una cota de -15m bajo la bajamar viva equinoccial (BMVE) y variable según las mareas.
- Suelos finos, principalmente con arcillas limos y algún tramo de arena: Esta capa se localiza principalmente desde los -15 m (BMVE) hasta los - 70 m bajo la BMVE. Las existencias de capas de arena pueden provocar una fuente de disipación de presión de poros sobre los piezómetros situados en estas cotas.

4.4.2 RESULTADOS PROPIEDADES GEOTÉCNICAS

Tras la determinación de las propiedades de las arcillas limosas podemos establecer la siguiente tabla (Tabla 4.1):

Propiedad	Valor
γ [kN/m ³]	18.5
<i>resistencia al corte sin drenaje</i>	$c_u = 0.25 \cdot \sigma'_v$
ϕ (°)	20
c_h ($\frac{m^2}{s}$)	1.0 e -2
q_t . (kN/m ²)	6.85
F_t . (kN/m ²)	0.18
F_r (kN/m ²)	2.76

Tabla 4.1. Parámetros obtenidos en los sondeos

5.EJECUCIÓN DE LA OBRA

5.1 PROCESO CONSTRUCTIVO

El proceso constructivo es el conjunto de técnicas y métodos que permiten llevar a ejecución un proyecto técnico.

Estas técnicas y métodos deben estar bien definidas y para su correcta ejecución y optimización de recursos y tiempos

Algunas de las valoraciones a considerar son:

- Definición de tiempos y plazos.
- Disponibilidad de los recursos de ejecución tanto como maquinaria como personal cualificado.
- Legislación aplicable en la naturaleza de la obra.
- Mínimo impacto a los servicios prestados en la zona como a la afección del medio natural.
- Protección del personal de construcción, especialmente en algún tipo de obra pública.
- Elaboración de una cadena de suministros óptima.

5.1.1 DEFINICION DE ETAPAS (TIEMPOS).

Los tiempos vienen definidos por distintos motivos, pero en lo que se refiere al tema de estudio vendrán determinados por el control del exceso de presión de poros.

Así pues, los tiempos definidos a través de las distintas modelaciones numéricas son los definidos en la siguiente tabla.

Fase	Fecha	Tiempo (días)
Inserción de Columnas de gravas	6/8/17	0
Dragado	13/8/17	7
Espera	20/08/17	14
Construcción banquetta	5/09/17	7
Consolidación banquetta	12/09/17	100
Fondeo	19/12/17	0-1
Consolidación fondeo	2/01/18	14
Relleno de las celdas	3/01/18	0-1
Consolidación del relleno	3/11/18	300

Tabla 5.1. tiempos del análisis.

5.1.2 INSERCIÓN COLUMNA DE GRAVAS

La inserción de las columnas se realiza con una camisa metálica recuperable. Al insertar esta camisa metálica se logra vaciar el material previo (arcillas y limos). Posteriormente se inserta el material granular, que forma la columna de grava.

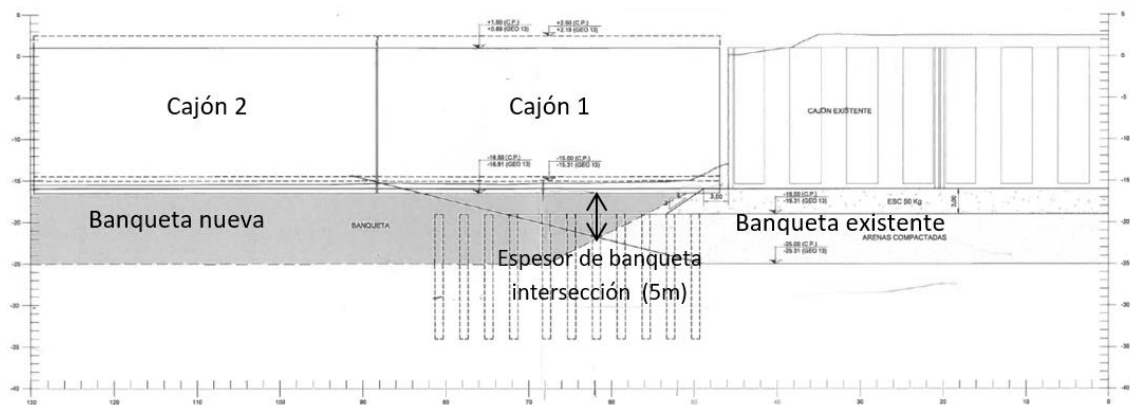


Figura 5.1. Sección longitudinal del muelle.

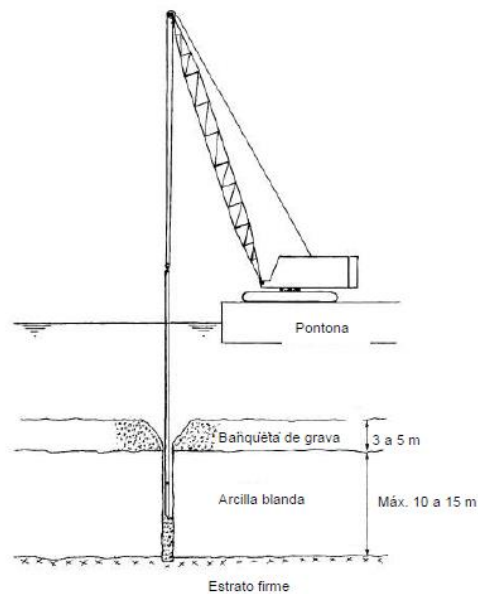


Figura 5.2. Proceso de ejecución de unas columnas de grava. Al-Houmod & Degen 2006.

Al usar una camisa metálica se desaloja el material existente, y se logra que no exista un remoldeo en la arcilla existente, la cual, provocaría la existencia de variaciones en las características de los suelos, variando principalmente la densidad, los parámetros resistentes y las conductividades hidráulicas.

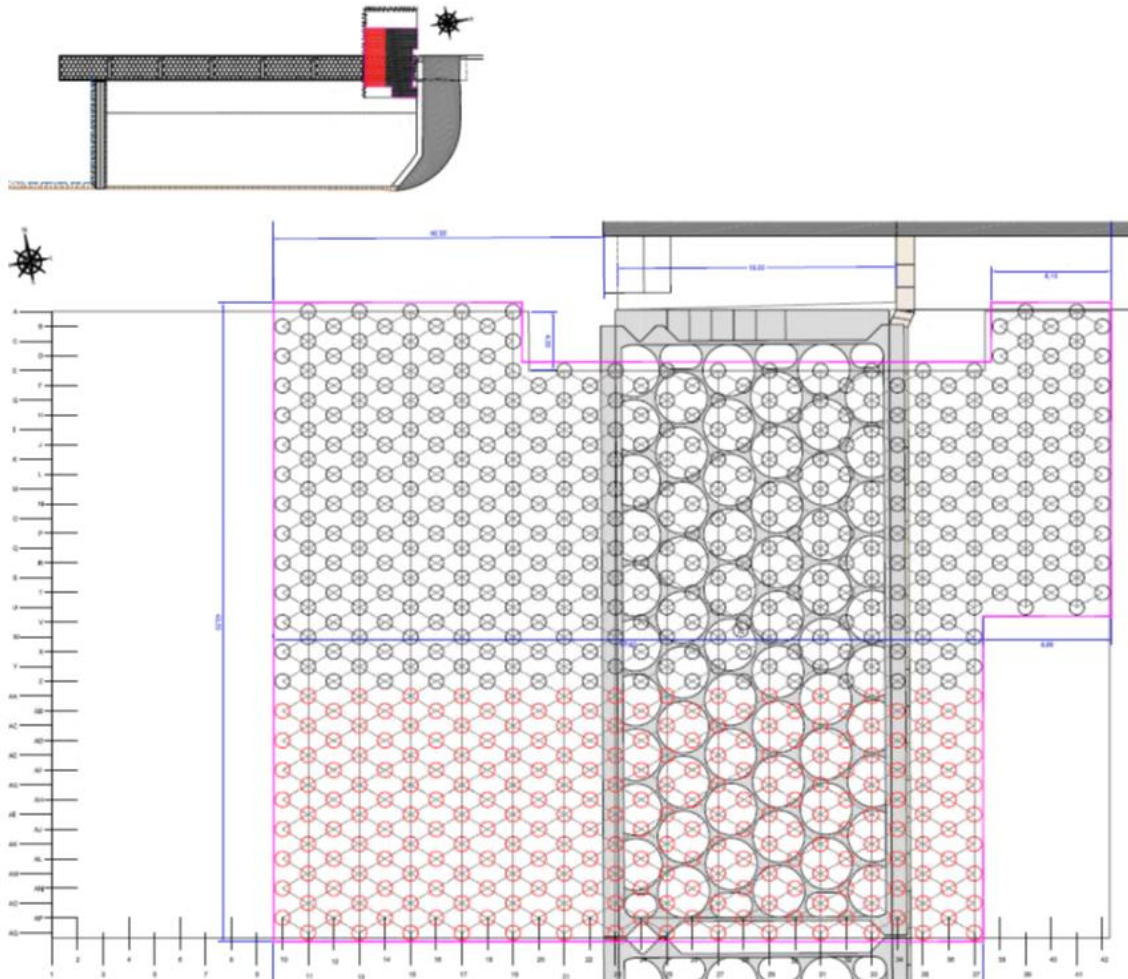


Figura 5.3. Fondeo del cajón sobre las columnas de grava.

5.1.3 DRAGADO

El proceso de dragado consiste en la eliminación de material existente, para así rebajar la cota topográfica y poder ejecutar la banqueta

El proceso de ejecución de del dragado se ha realizado con una draga succionadora.

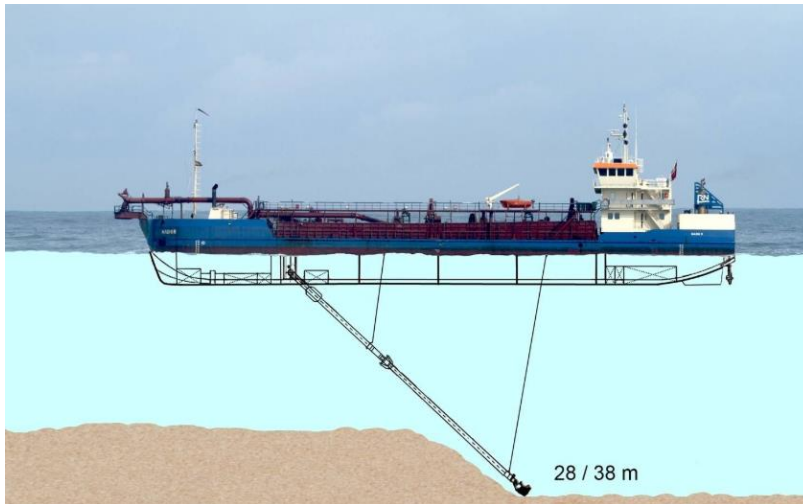


Figura 5.4. Esquema profundidad de dragado.

5.1.4 CONSTRUCCIÓN DE LA BANQUETA

Posteriormente a la ejecución del dragado, se ejecuta la construcción de una banquetta de apoyo.

Esta banquetta se realiza debido a las siguientes razones:

- Los materiales usados como un **todo uno** provoca una mejora sustancial desde el punto de vista geo-mecánico. Estos materiales tienen una mayor resistencia y evitando así la rotura en el suelo.
- Ofrecen una superficie con alta conductividad hidráulica, que acelera los procesos de disipación de exceso de presión de poros y evitando así el contacto del suelo arcilloso con el cajón (ambos materiales tienen una baja permeabilidad).
- Ofrece una superficie lisa donde poder apoyar la solera del cajón flotante.

Los materiales de la banquetta de cimentación (ROM 0.5-05), así como de los posibles materiales para protección contra la erosión, estarán formados, en general, por fragmentos de roca (todo-uno, escolleras). De ellos interesa conocer, principalmente, la naturaleza de la roca, su resistencia a compresión simple y su alterabilidad, así como la granulometría con que piensa utilizarse. En función de esas propiedades, podrá evaluarse indirectamente la resistencia al corte de las banquetas de apoyo, la permeabilidad y su compresibilidad y se podrá juzgar también sobre su durabilidad.

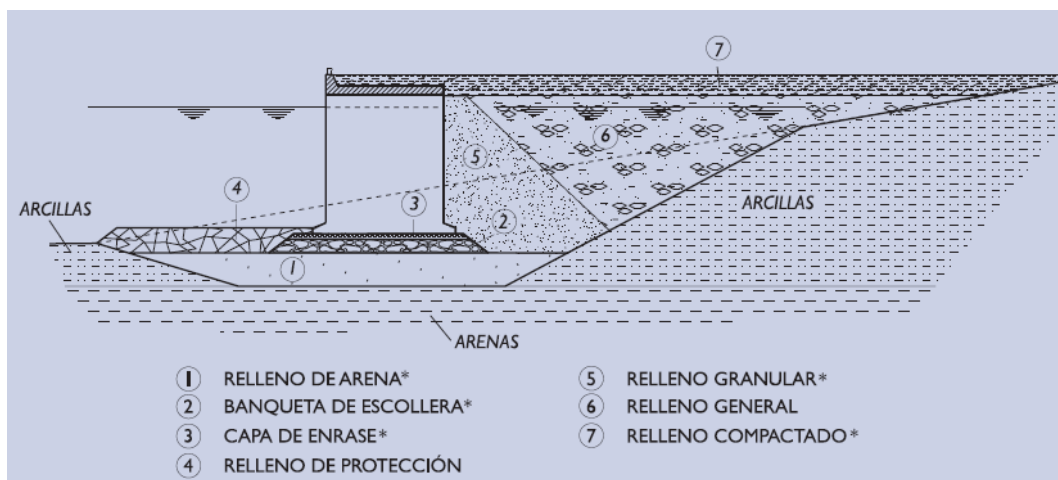


Figura 5.5. Esquema de una de las soluciones propuestas por normativa española para la ejecución de muelles. La solución es similar a la usada en el puerto de Barcelona .ROM 0.5-05

5.1.5 FONDEO Y RELLENO DEL CAJÓN

El fondeo es la fase en la cual instalamos un cajón de hormigón, prefabricado a través de unos cajoneros, sobre la superficie enrasada de la banqueta.

La solución adoptada con el uso de un sistema de cajones tiene como objetivos:

- Ganar cota,
- Proporcionar una vida útil más larga que otras soluciones (por ejemplo, muelles con tablaestacas).
- Debido a su gran peso es ideal para rellenos en el trasdós de grandes alturas.
- Posibilidad de realizar una construcción previa mientras se ejecutan otros elementos de la obra (Dragado, banqueta) minorando así los tiempos de construcción.

El proceso constructivo de los cajones se realiza según la siguiente secuencia (Manual para el diseño y la ejecución de cajones flotantes de hormigón armado para obras portuarias, Eloy Pita Olalla, Juan Ignacio Grau Albert y Alejandro Pérez Caldentey):

- Construcción de un cajón.
- Transporte.
- Fondeo.

5.1.5.1 Construcción del cajón.

El proceso constructivo del cajón consiste en (Manual para el diseño y la ejecución de cajones flotantes de hormigón armado para obras portuarias, Eloy Pita Olalla, Juan Ignacio Grau Albert y Alejandro Pérez Caldentey) en hormigonar la solera para posteriormente deslizar el fuste.

En la medida que el proceso de hormigonado avanza el cajón va sumergiéndose y este a su vez va ganando altura.

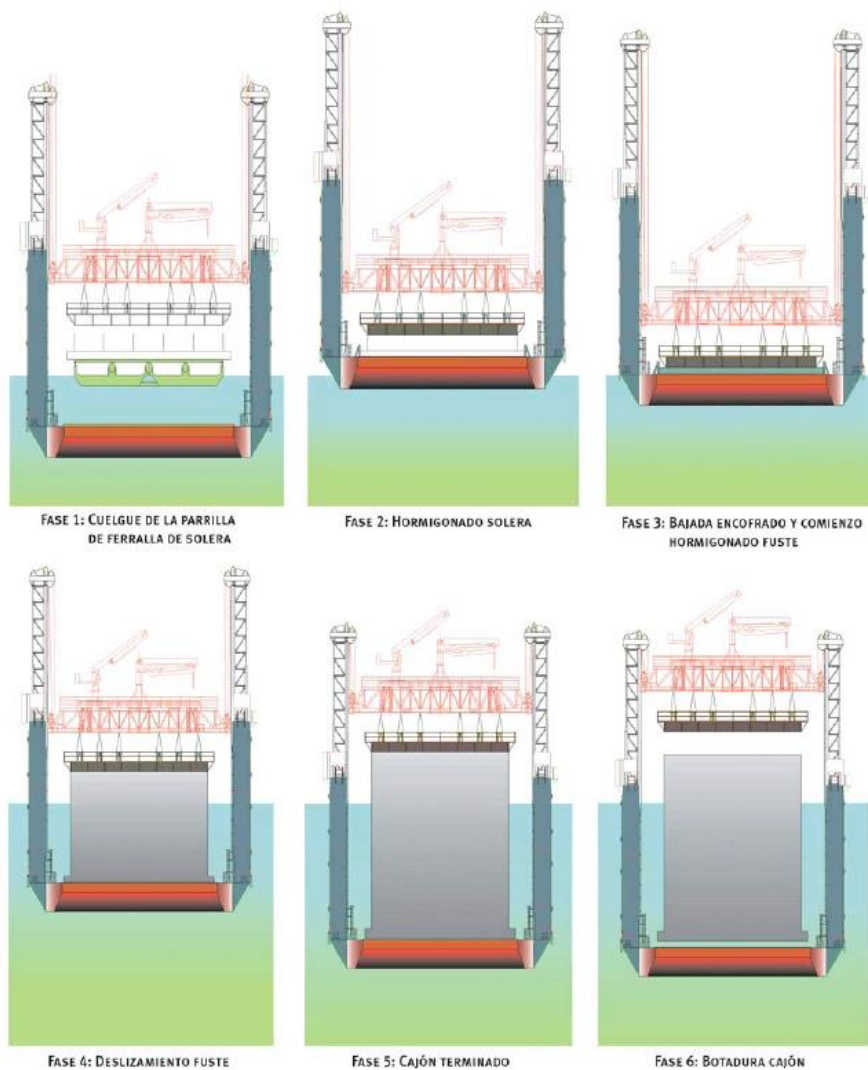


Figura 5.6 Manual para el diseño y la ejecución de cajones flotantes de hormigón armado para obras portuarias. Eloy Pita Olalla et al.

5.1.5.2 Transporte

Una vez construido el cajón en aguas abrigadas se procede al transporte de este hacia la zona de fondeo.

El transporte de los cajones se realiza principalmente con el uso de remolcadores. Estos remolcadores tienen una potencia y un margen de maniobra muy adecuados para la operación.

Dependiendo de si la obra tiene cierta importancia o no desde el punto de vista de presupuesto o logística, la ejecución del cajón se realizará más cerca o lejos dependiendo de si vale la pena desplazar la cajonera al lugar de la obra o sino remolcar los cajones a distancias mayores.

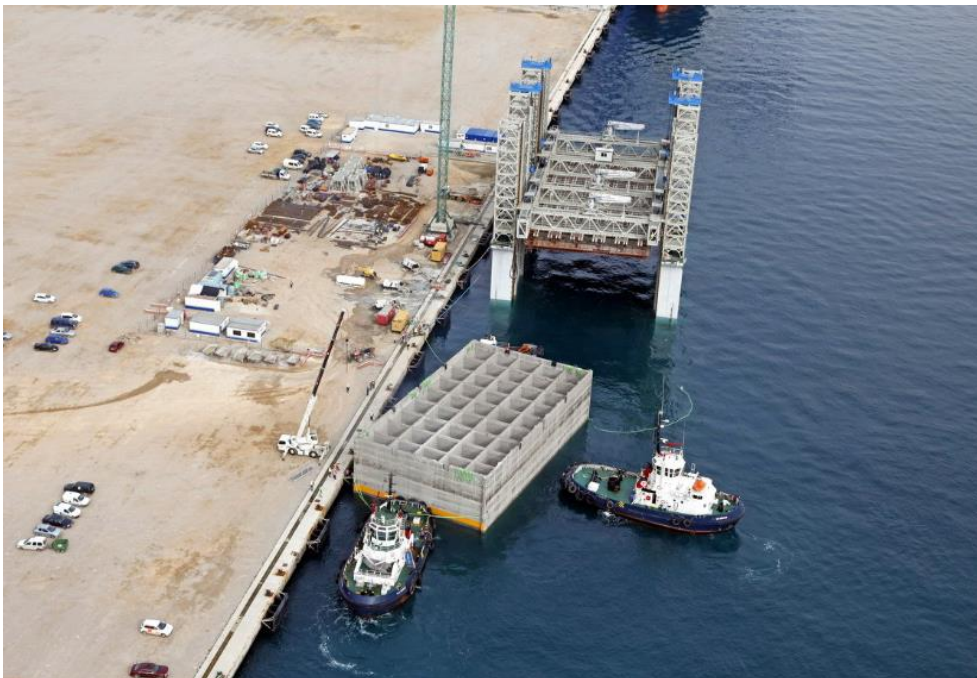


Figura 5.7. Botadura de un cajón y posterior transporte mediante remolcadores.

5.1.5.3 Fondeo

En la fase del Fondeo (Manual para el diseño y la ejecución de cajones flotantes de hormigón armado para obras portuarias, Eloy Pita Olalla, Juan Ignacio Grau Albert y Alejandro Pérez Caldentey) se puede realizar de la siguiente manera:

- Fijando al cajón puntos fijos y conectarlo con otros puntos fijos situados en tierra (usando muertos de anclaje fondeados, o otras estructuras) y posteriormente recolocarlos con el empleo de trácteles o cabrestantes.
- Empleo de embarcaciones auxiliares, por ejemplo, usando los mismos remolcadores que los usados en la fase de transporte.
- Una combinación de los anteriores.

5.1.5.4 Relleno



- **Figura 5.8. Proceso de fondeado del cajón.**

Una vez verificamos la posición aproximada se procede al hundimiento del cajón. Este hundimiento se realiza primeramente llenando las celdas de agua, para evitar que lo ponga en flotación la marea llenante y posteriormente rellenarlo de material granular.

El rellenado de material granular se realiza en dos etapas distintas con el fin de evitar la rotura del terreno localizado bajo la banqueta.

También es importante rellenar de manera gradual puesto que el material fino tardará en expulsar el agua de los poros, con lo que la consolidación se prolongará en el tiempo, aun empleando columnas de gravas.

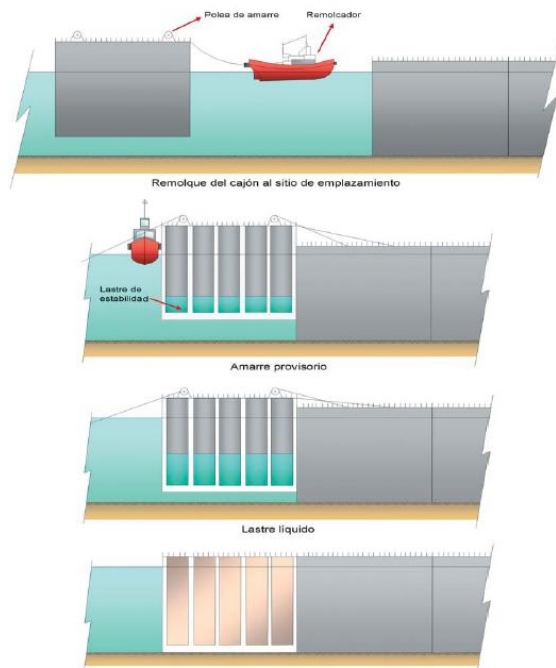


Figura 5.9. Proceso de fondeo del cajón. Manual para el diseño y la ejecución de cajones flotantes de hormigón armado para obras portuarias. Eloy Pita Olalla et al.

5.2 CONTROL DE LA OBRA MEDIANTE AUSCULTACIÓN

5.2.1 INTRODUCCIÓN

Según lo establecido en la metodología del trabajo, para el estudio de las modelaciones se necesitan comparar a los datos observados.

Estos datos se recogen a través de la instrumentación. Esta incluye piezómetros, clinómetros, extensómetros, e inclinómetros.

Para la correcta ejecución de la obra se realiza un control topográfico, para controlar la disposición de características de calado, movimientos de tierras y otros.

En la superficie del cajón fondeado se realizan un control de inclinación y de posición a través de unas estaciones totales colocadas en los vértices del cajón.

El plan de instrumentación elaborado para la ejecución de la obra establece:

- (1) Ejecución de un ensayo CPTU sobre el primer cajón perteneciente a los ya existentes.
- (2) Ensayo de disipación mientras se realiza el CPTU en las cotas, 23,28 y 35 bajo la bajamar del puerto.
- (3) Después de haber ejecutado el CPTU, se instala dos cadenas con 3 piezómetros cada uno en las cotas -23,-28 y -35 metros. Finalmente, estos piezómetros de cuerda vibrante se instalan a cotas -29, -32 y -39 metros (los llamados piezómetros **Offshore**).
- (4) Posteriormente a la instalación de los piezómetros se puede ejecutar las columnas de grava.
- (5) Posteriormente a la ejecución de las columnas de grava se realizará otro CPTU y ensayo de disipación a las cotas -23, -25 y -28 metros bajo la bajamar del puerto.
- (6) Posteriormente se instalarán los piezómetros a las cotas -23, -25 y -28 metros (Los piezómetros **cajón fondeado**).
- (7) El resto de piezómetros bajo los otros cajones se instalaran a cotas -28, -34 y -40 metros siguiendo los pasos anteriores.

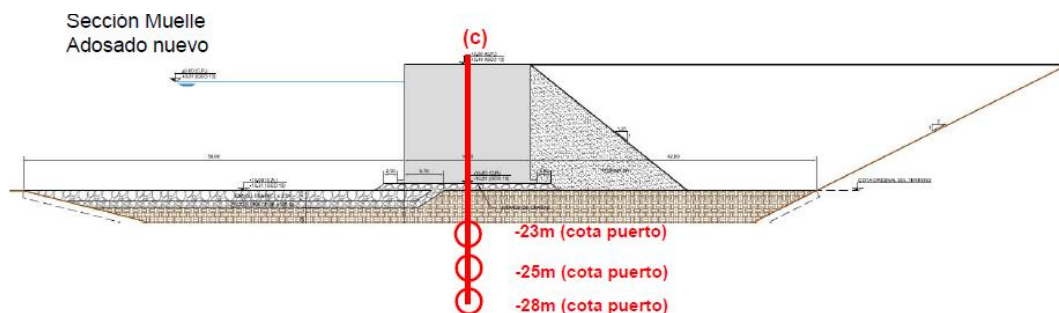


Figura 5.10. Localización ensayos disipación y CPTU en la sección nueva del muelle, proyecto técnico ampliación del muelle sur del puerto de Barcelona.

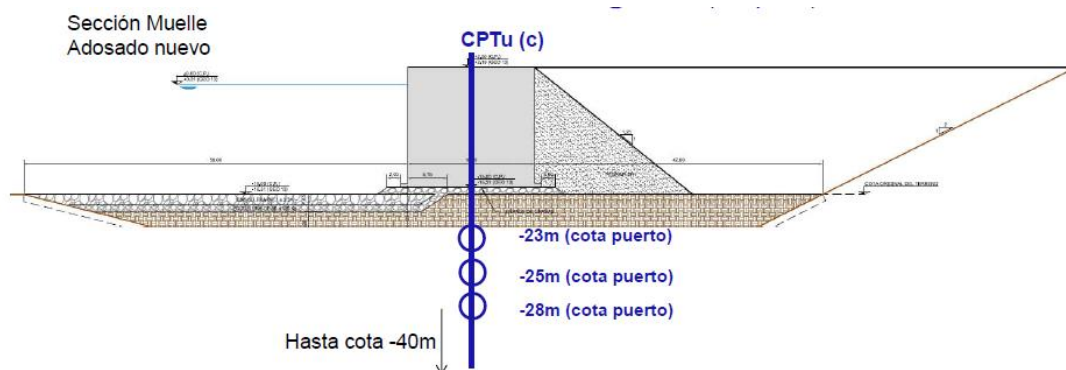


Figura 5.11. Localización de los piezómetros en la sección nueva del muelle (las cotas de

***los piezómetros finalmente fueron -29, -32 y -39 metros bajo nivel de la bajamar),
proyecto técnico ampliación del muelle sur del puerto de Barcelona.***

5.2.2 PIEZÓMETROS DE CUERDA VIBRANTE.

5.2.2.1 Introducción

En el control de presión de la presión del agua es común el uso de piezómetros de cuerda vibrante.

El uso principal de este tipo de piezómetros es:

- Obras marítimas.
- Obras de Drenaje.
- Presas, principalmente las de tierra.
- Deslizamientos de taludes.

Los sensores de cuerda vibrante (Esther Sánchez Julián) registran los cambios en la presión del agua traduciendo los cambios en la frecuencia natural de vibración de una cuerda conectada, por un extremo al cuerpo del instrumento y por el otro extremo a una membrana. Esta membrana (diafragma) es la parte del instrumento expuesta a los cambios de presión producidos por el agua, cambios que deforman la membrana, haciendo que cambie su

convexidad y variando la tensión sobre la cuerda.

No.	Característica	Tipo de Piezómetro				
		Pozo de observación	Cuerda vibrante	Neumático	Hidráulico	Con transductor eléctrico
1	Rango	Límite de perforación	5 a 20 MPa	1 a 3.5 MPa	hasta 75 mca	1.75 MPa
2	Tiempo de respuesta	Lenta	Rápida	Rápida	buena incluso en algunos suelos poco permeables	Rápida
3	Tiempo de lectura	Minutos	Segundos	5 minutos / 60m de tubería	Minutos	12 veces / seg
4	Forma de adquisición datos	Indicadores de nivel	Portátil (ligero)	Portátil (pesado)	visual	Portátil (ligero)
5	Adquisición remota de datos	Sólo la utilización de piezómetro de diafragma lo permite	Si. El cable de señal es llevado hasta la estación remota	Si. La tubería es llevada hasta la estación remota	Si. La tubería es llevada hasta la estación remota	Aplica
6	Uso de Data Logger para captura de datos	No Aplica	Aplica	No Aplica	No Aplica	Aplica
7	Componentes Principales del Costo	Perforación, accesorios económicos	Perforación, accesorios más onerosos de las opciones	Perforación, costo de accesorios intermedio	Perforación, costo de accesorios intermedio	Accesorios
Ventajas Generales		Simplicidad, bajo costo	Fácil lectura, acceso remoto	Acceso remoto, no es afectado por elementos eléctricos	Registro de presiones negativas	Acceso remoto, rapidez en lectura, fácil de automatizar
Limitaciones Generales		No es posible acceso remoto y registrar presiones negativas, la boca del sondeo entorpece las labores de construcción	Tendidos de cables horizontales de gran longitud deben protegerse de elementos eléctricos	Lectura lenta en función de la longitud de tubería, requiere suministro de gas	Requiere mantenimiento especial, diferencia de elevación entre piezómetro y unidad de lectura es limitada	Costoso, posibles errores por polvo y corrosión

Figura 5.12 Tipos de piezómetros, Slope indicator 2014.

El piezómetro de cuerda vibrante es el más adecuado para la toma de datos de presiones de poros en obras marítimas bajo nivel freático. Es ideal puesto que tiene una toma de datos más rápida que los otros métodos, así como las posibilidades de recolectar los datos de una manera rápida a través de un Data Logger a remoto. Otras características son:

- Capacidad de recolectar datos a largo plazo.
- Vida útil prolongada en el tiempo.
- Sellado hermético.
- Largas distancias hasta la zona de recolección de datos.

5.2.2.3 Datos obtenidos

5.2.2.3.1 Piezómetro Offshore 1

Los datos durante la ejecución de la obra obtenidos en el Piezómetro Offshore perteneciente al cajón 01 ha sido el siguiente

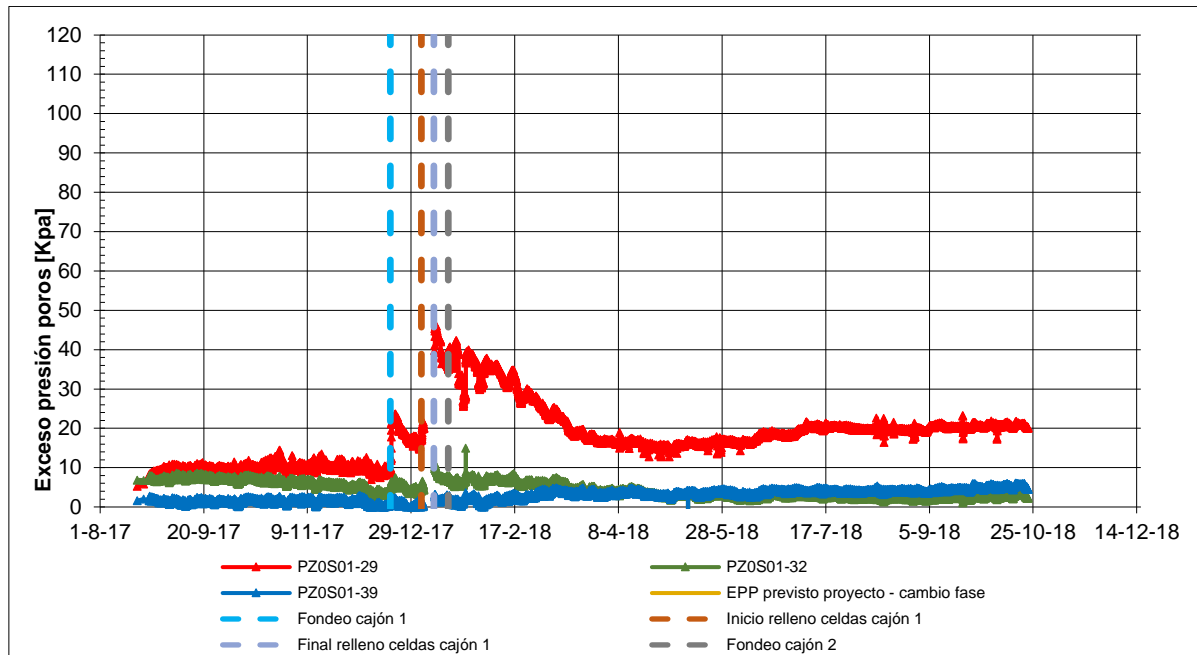


Figura 5.15. Resultados piezómetro 01

5.2.2.3.2 Piezómetro Cajón Fondeado 01

Los datos observados en el cajón Fondeado 01 son los siguientes.

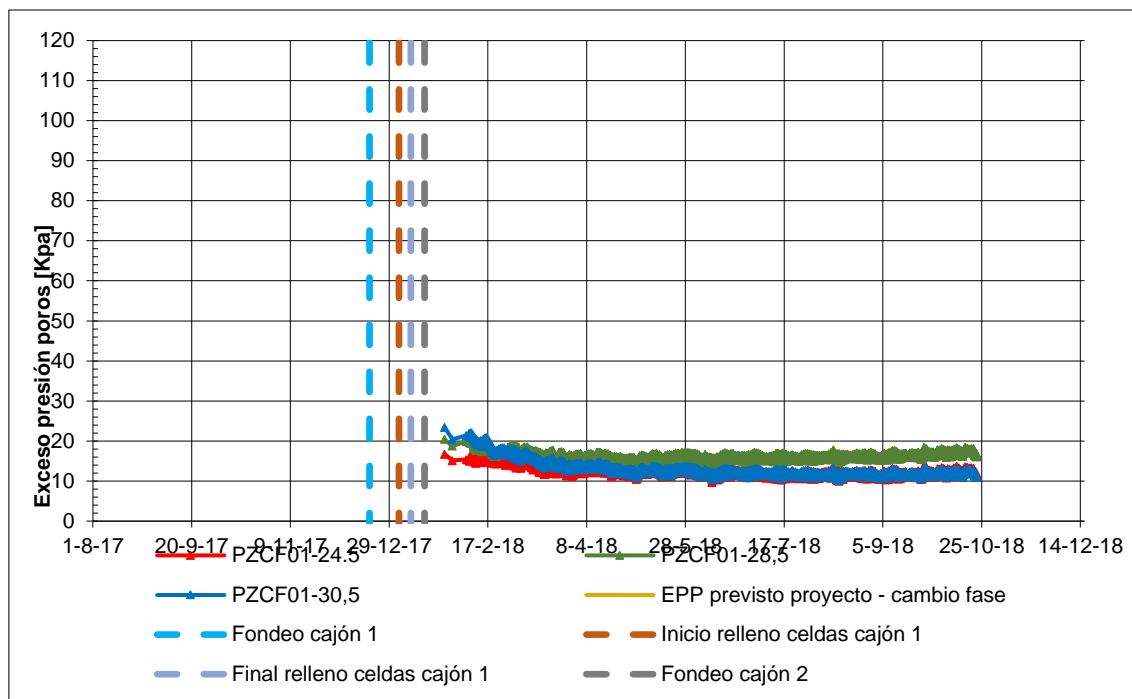


Gráfico 5.16. Datos del piezómetro Cajón Fondeado 01.

Estos datos apenas tienen interés para la investigación, puesto que el proceso de fondeo del cajón, su relleno, y los procesos de la banqueta son anteriores a la instalación del piezómetro.

5.2.2.3.3 Piezómetro Offshore 02

Análogamente al caso del cajón fondeado 1, tenemos se dispone de un piezómetro de cuerda vibrante en el cajón 2. Este piezómetro es offshore y es colocado previamente al fondeo del cajón 2.

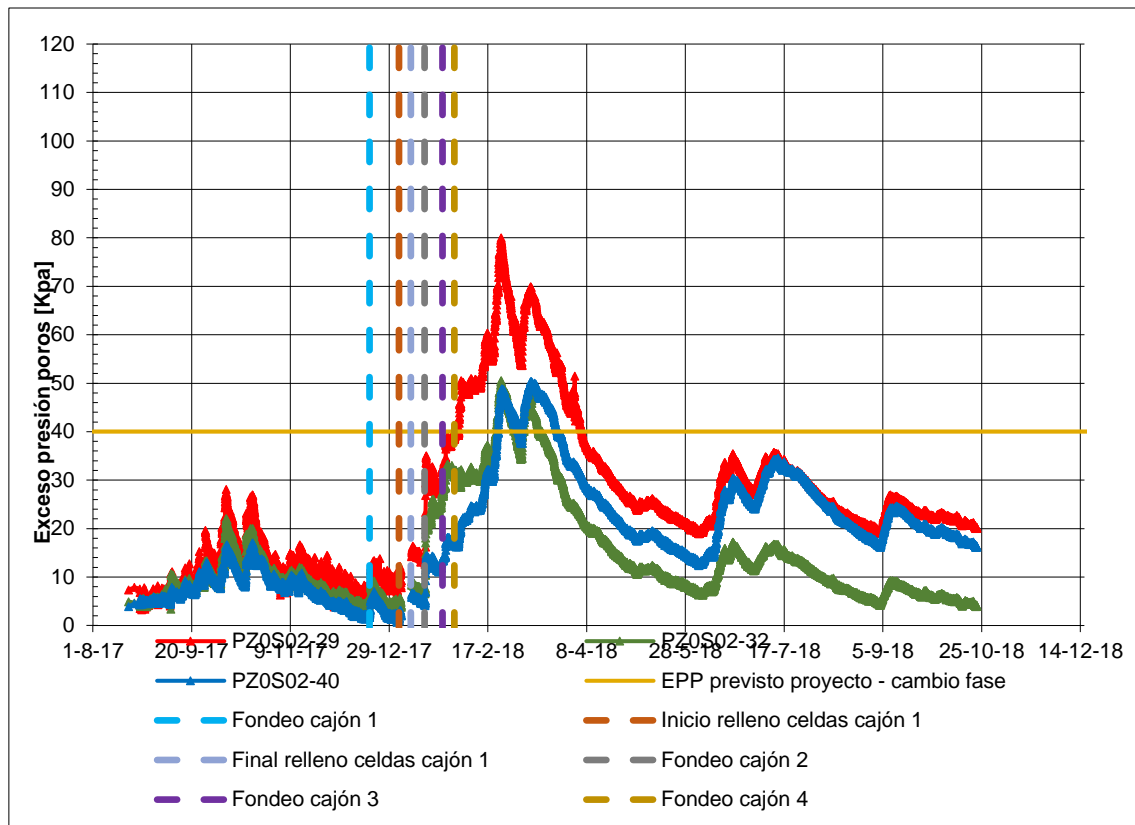


Gráfico 5.17. Datos del piezómetro Offshore 02.

5.2.2.3.4 Comparación piezómetro offshore 1- y piezómetro offshore 2

Ambos piezómetros pertenecen a regiones relativamente separadas entre sí.

La principal diferencia es que el piezómetro 1 está colocado en una región mejorada con columnas de grava, mientras que el piezómetro 2 está colocado en una zona sin tratamiento de mejora. Al no estar en una zona tratada el piezómetro 2 ofrece unos valores máximos de exceso de presión de poros más elevados que el piezómetro 1.

Otra diferencia es que el piezómetro 1 tiene dos ramas de carga (fondeo del cajón y relleno de celdas) mientras que el piezómetro 2 se ve muy influenciado por los fondeos de los cajones adyacentes (cajón 3 y cajón 4).

6. ANÁLISIS NÚMÉRICO.

6.1.1 INTRODUCCIÓN

Se ha llevado a cabo unos análisis numéricos con el método de los elementos finitos. Estos análisis simularan el comportamiento del terreno tratado o no con columnas de grava; tras definir geometría, condiciones de contorno, parámetros de los materiales y fases del proceso constructivo. Los análisis se realizan según dos hipótesis principales en axi-simetría y en deformación plana y siguiendo diferentes formas de discretizar las columnas.

6.1.2 GENERALIDADES

El método de elementos finitos (MEF) es un método de aproximación de problemas continuos de tal forma que, (Frías, 2004) El dominio se divide en partes divisibles denominados **Elementos** y con unos puntos de unión denominados **nodos**.

- La solución del sistema completo sigue las reglas de los problemas discretos y el sistema completo se forma mediante el ensamblado de los elementos.
- Las soluciones de estos ensamblados tienen un valor numérico determinado en cada nodo.
- El valor en cada punto del dominio se calcula a través de interpolaciones o funciones de forma entre los valores determinados en los nodos.

El software de MEF que se usa en el presente trabajo es el PLAXIS, versión del año 2018.

Plaxis (Plaxis manual 2019. Bentley Systems) es un software de Método de Elementos Finitos (MEF), desarrollado para el análisis de deformaciones, estabilidad y flujo subterráneo en Ingeniería geotécnica.

El origen de este software se inicia en la Universidad de Delft, Países Bajos, en el año 1987, a petición del Ministerio de Obras Públicas y gestión del Agua de Holanda.

Anualmente se suele desarrollar una nueva versión de este producto, con pequeñas variaciones entre cada una de las actualizaciones.

Como generalidades de la tesis en lo relativo al software se presenta lo siguiente:

- El modelo a usar se encuentra en la versión en dos dimensiones (PLAXIS 2D) del paquete comercial disponible.
- Una parte de la tesis se desarrolla mediante la opción de **deformación plana** donde (Plaxis Manual 2019) en la cual es usada, para geometrías con una sección constante y con un estado tensional uniforme sobre una longitud infinita a través de un eje perpendicular en la sección a analizar.
- La otra parte de la tesis a desarrollar es mediante el análisis **axis-simétrico**, que se usa de manera más óptima en geometrías simétricas mediante un eje, como por ejemplo cilindros. En el caso a interpretar en el presente trabajo se asemeja muy bien mediante este análisis debido a que las columnas y el suelo circundante, pueden asemejarse a cilindros

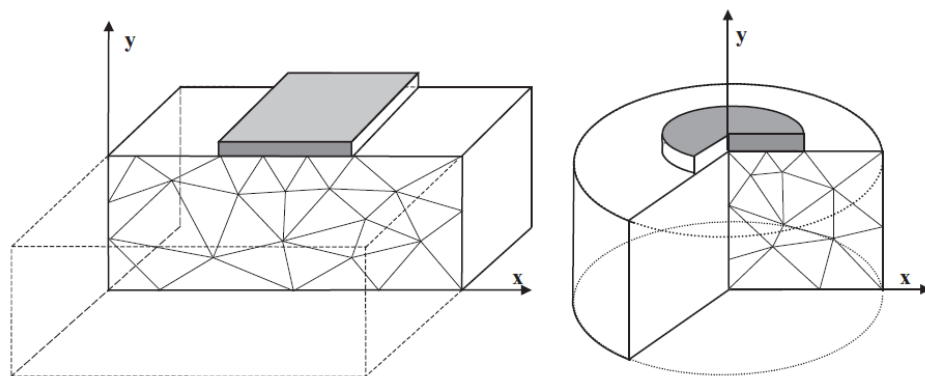


Figura 6.1 , Distribución geométrica del modelo (Plaxis Manual 2019)

6.1.3 DISCRETIZACIÓN

La discretización de la geometría uno de los primeros pasos en el desarrollo del modelo. Esa discretización vendrá determinada por tipos de elementos a definir y por la exactitud de los resultados que se desean.

El presente trabajo se ha desarrollado con un modelo de triángulos de 15 nodos. Este método nos permite conocer con mayor exactitud los valores en las zonas comprendidas entre nodos.

Este modo nos proporciona 12 puntos de integración de Gauss.



Figura 6.2, Distribución nodos y puntos de integración de Gauss. (Plaxis Manual 2019)

6.1.4 MODELOS CONSTITUTIVOS DE MATERIALES

Los modelos constitutivos que se emplean, en los distintos materiales pertenecientes a suelos y en estructuras son los siguientes:

6.1.4.1 Elástico-lineal

El modelo Elástico lineal representa la ley de Hooke de la elasticidad lineal isótropa. Tiene como parámetros de entrada el módulo de Young (E) y el coeficiente de Poisson (ν)

No es un modelo aconsejable para suelos, pero si para otro tipo de estructuras de hormigón. Que se emplean en problemas de mecánica del suelo.

6.1.4.2 Mohr-Coulomb

El modelo constitutivo de Mohr-Coulomb (Manual Plaxis 2019) es un modelo muy implementado en suelos granulares.

Es un modelo con comportamiento de plasticidad perfecta. La parte de elasticidad-lineal se basa en la ley de Hooke de elasticidad isotrópica mientras que la parte plástica se basa en el criterio de rotura de Mohr-Coulomb.

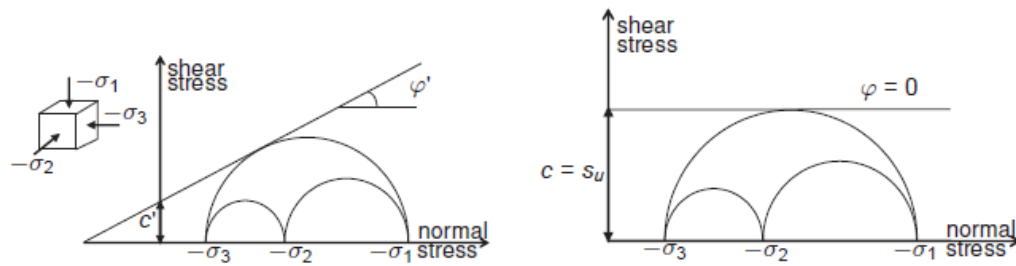


Figura 6.3, Distintos criterios de rotura del modelo Mohr-Coulomb según su comportamiento. En la figura de la izquierda se muestra un comportamiento drenado y en la figura de la derecha se muestra un comportamiento no drenado (Plaxis Manual 2019)

El modelo de Mohr-Coulomb puede estar implementado en Plaxis en distintas formas, cuya forma más optima dependerá de las situaciones de proyecto. Los comportamientos en los que está implementado son:

- **Drenado:** Implica un comportamiento del suelo drenado y donde las características del material están definidas en tensiones efectivas.
- **No drenado A:** Implica un comportamiento del suelo no drenado (a breve periodo de tiempo) y donde las características del suelo están en función de tensiones efectivas.
- **No drenado B:** Implica un comportamiento del suelo no drenado (a breve periodo de tiempo) y donde el parámetro de resistencia está definido como resistencia al corte no drenado.
- **No drenado C:** Implica un comportamiento del suelo no drenado y los parámetros de rigidez y resistencia están en analizados como comportamiento no drenado. Las sobrepresiones en los poros del suelo no están explícitamente calculadas, pero son incluidos en las tensiones efectivas.
- **No poroso.** Comportamiento, que no considera las presiones de poros.

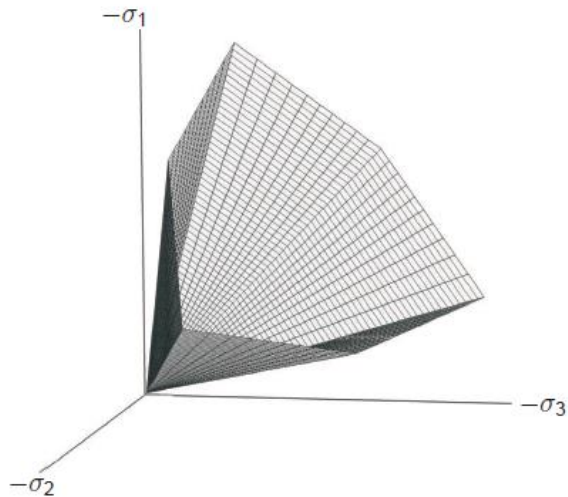


Figura 6.4, Representación de la superficie de rotura en función de las direcciones principales para un suelo cohesivo. (Manual Plaxis 2019)

La entrada de datos en el modelo Plaxis es a través de los siguientes parámetros:

E = Módulo de Young (kN/m^2)

ν = Coeficiente de Poisson

ϕ = Ángulo de rozamiento ($^\circ$)

C = cohesión (kN/m^2)

G = Modulo de Corte (kN/m^2)

E_{eod} = Módulo edométrico (kN/m^2)

6.1.4.3 Soft-soil

Este modelo se ajusta muy bien a suelos con un alto grado de compresibilidad (Manual Plaxis 2019).

Algunas de las características del soft-soil son:

- Las tensiones son dependientes de la rigidez (comportamiento logarítmico en la compresión).

- Distinción entre la rama de carga y de recarga-descarga en los distintos estados tensionales.
- Memoria para la tensión de preconsolidación.
- Criterio de rotura de acuerdo al criterio Mohr-Coulomb.

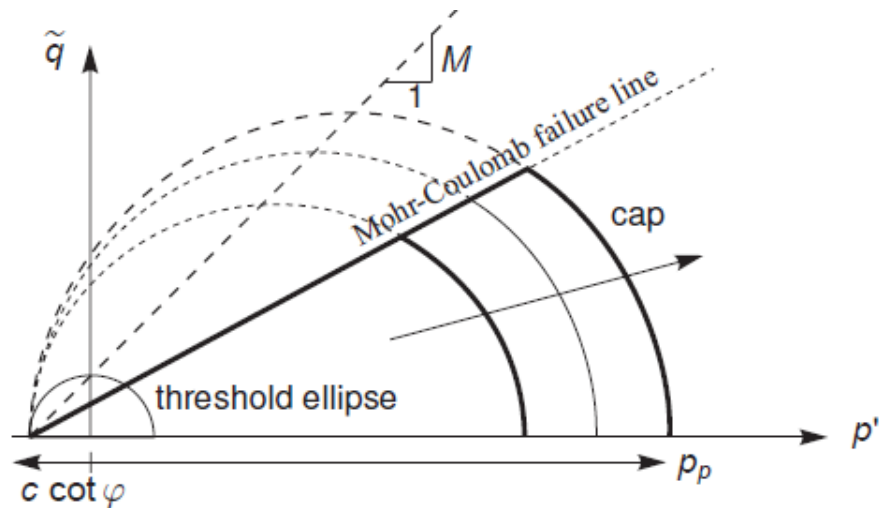


Figura 6.5, Representación de la línea de rotura Mohr-Coulomb y de la superficie defluencia, ambas para el modelo constitutivo de Soft Soil. (Manual Plaxis 2019)

λ = Índice de compresión modificado

κ = Índice de compresión modificado

E = Módulo de Young (kN/m^2)

ν = Coeficiente de Poisson

ϕ = Ángulo de rozamiento ($^\circ$)

C = cohesión (kN/m^2)

K = Modulo de Corte (kN/m^2)

E_{eod} = Módulo edométrico (kN/m^2)

M = Parámetro K_0^{nc}

K_0^{nc} = Coeficiente de tensiones laterales en consolidación normal

ψ = Ángulo de dilatancia

En soft-soil se presentan dos tipos de análisis:

- Análisis drenado.
- Análisis no drenado.

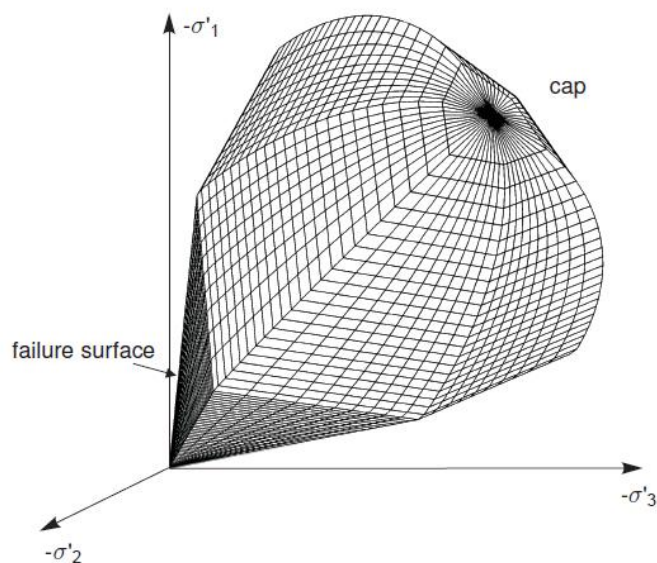


Figura 6.6, Representación de la línea de rotura Mohr-Coulomb y de la superficie de fluencia, ambas para el modelo constitutivo de Soft Soil en función de las direcciones principales. (Manual Plaxis 2019)

6.2 GEOMETRÍA Y MALLA

El análisis al estar hecho en PLAXIS y dependiendo de la fase constructiva que se esté analizando, cada intervalo de tiempo, la geometría y la disposición de cargas irá cambiando.

Este trabajo se desarrolla con las geometrías axi-simétrico y en deformación plana.

La geometría axi-simétrica nos ofrece la posibilidad de modelar las columnas de gravas con una precisión mayor a la deformación plana.

La deformación plana nos permite modelar suelos que no son simétricos-radial respecto del eje vertical.

Se crea una malla en todo el dominio y se refina, lo mayor posible en los puntos donde necesitemos calcular unos valores (nuestro caso en -29 m bajo nivel del mar)

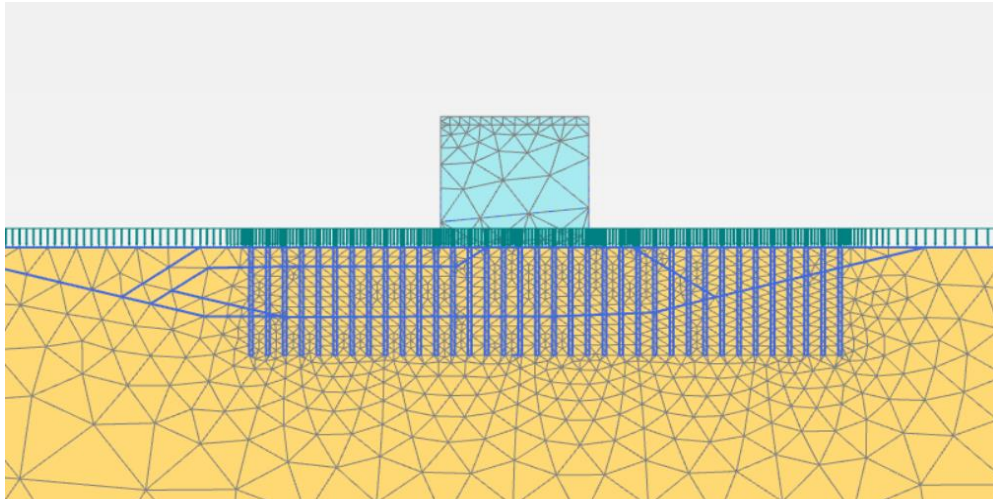


Figura 6. 7. Discretización en Plaxis de la sección del muelle. Caso de deformación plana.

Análogamente a la creación de la malla de elementos, se procede a establecer unos puntos de control. Estos puntos de control tienen como finalidad, establecer en el software los puntos, desde los cuales queremos que nos saque los resultados por pantalla (output).

La colocación de estos puntos de control, se establecen principalmente en los puntos de acumulación de tensiones y en donde estarían situados los piezómetros de cuerda vibrante.

Según el análisis sea en deformación plana o en axis-simétrico, la discretización del dominio será distinto.

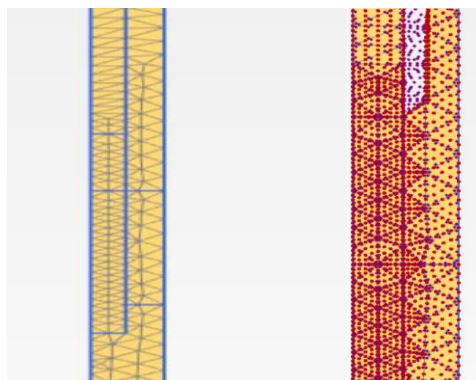
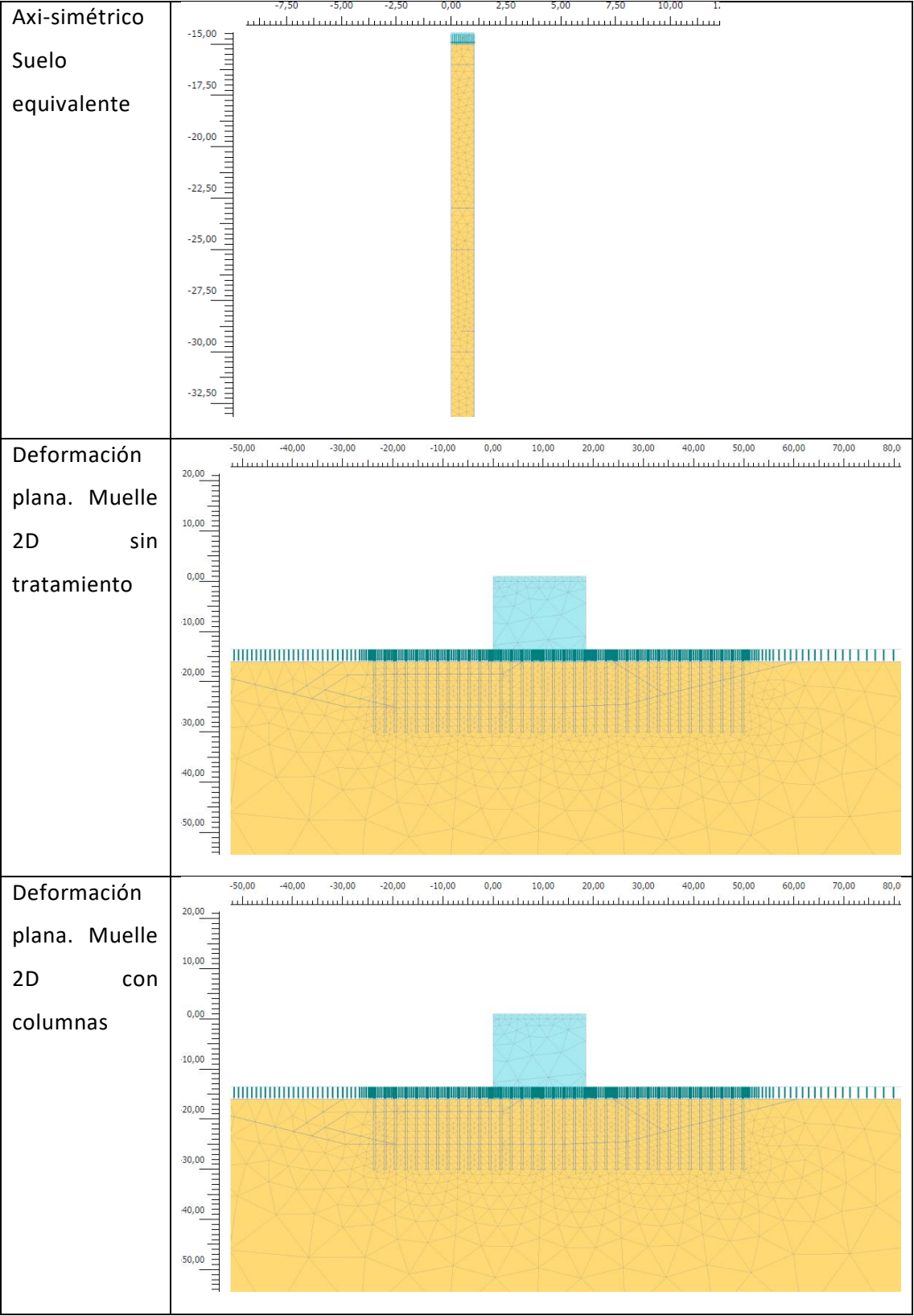


Figura 6.8. Discretización en Plaxis de la sección del muelle y puntos de control. Caso axis-simétrico.

6.2.1 MALLAS

Las mallas que se han llevado a cabo, han sido según geometría axi-simetría y en deformación plana. En ninguna de las mallas se ha supuesto una zona de remoldeo como se indicaba en Indraratna et.al (2013) porque por el tipo de ejecución de las columnas se considera que el remoldeo será mínimo, además de la imposibilidad de estudiar esa zona de remoldeo.

Modelo	Malla
Axi-simétrico Suelo sin tratamiento	
Axi-simétrico Columna real	



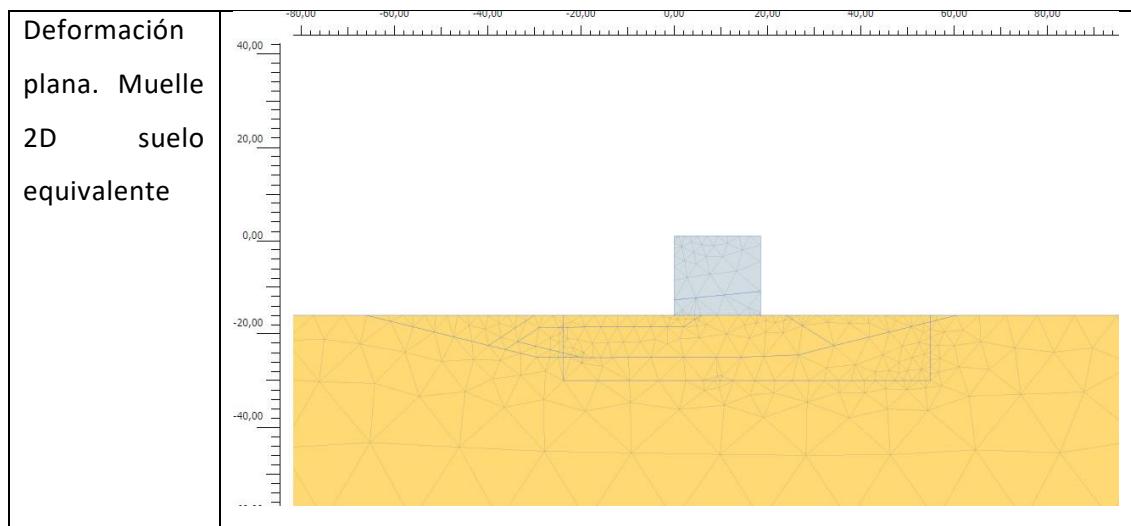


Tabla 6.1. Mallas de los distintos modelos

6.3 FASES ANÁLISIS

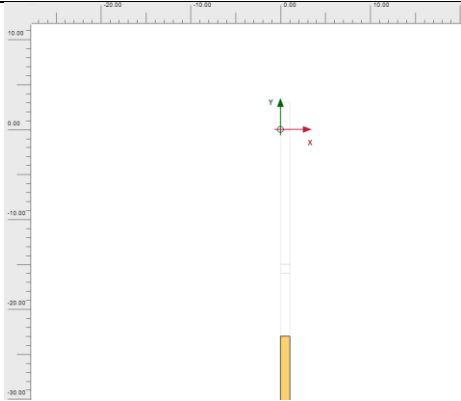
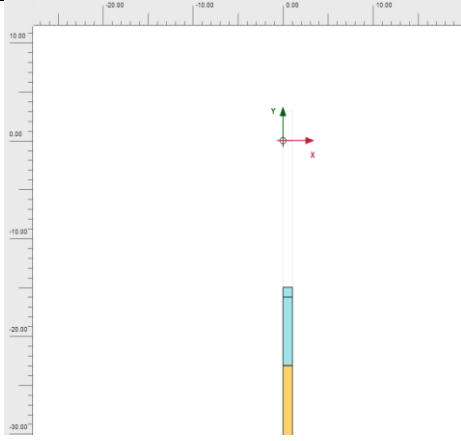
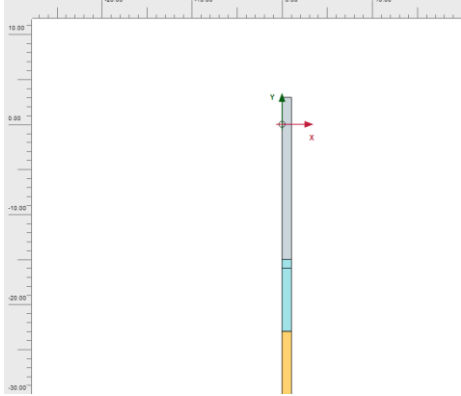
Las fases de análisis según el cálculo ejecutado y el tiempo adscrito a cada una de ellas se presentan en la siguiente tabla:

Fase	Número fase	Tipo de calculo	Tiempo (días)
Inserción de Columnas de gravas	1	Plástico/Consolidación	0
Dragado	2	Consolidación	7
Espera	3	Consolidación	14
Construcción banqueta	4	Consolidación	7
Consolidación banqueta	5	Consolidación	100
Fondeo	6	Plástico/Consolidación	0-1
Consolidación fondeo	7	Consolidación	14
Relleno de las celdas	8	Plástico/Consolidación	0-1
Consolidación del relleno	9	Consolidación	300

Tabla 6.2 Composición temporal del análisis.

6.3.1 FASES ANÁLISIS EN AXI-SIMÉTRICO

6.3.1.1 Suelo sin tratamiento de columna de gravas

Número fase (Tabla 6.2)	Etapas (Tabla 6.2)
2 y 3	
4 y 5	
6 y 7	

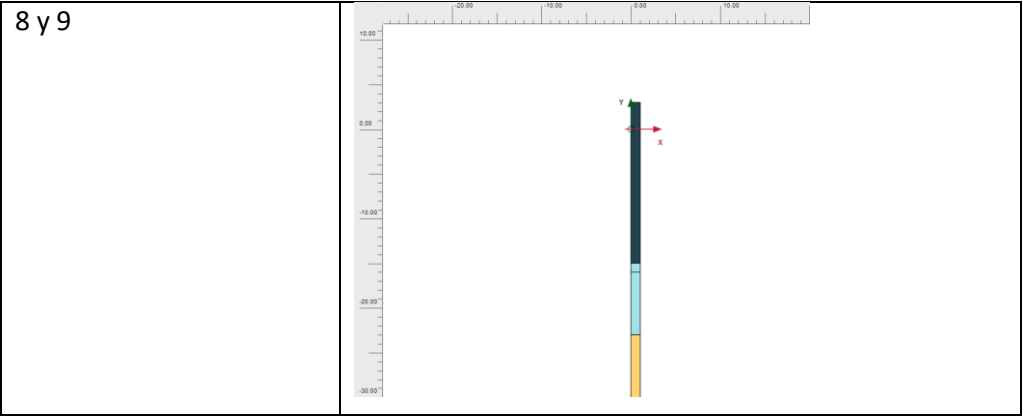


Tabla 6.3 Composición temporal del análisis suelo sin tratamiento con columna de gravas.

6.3.1.2 Suelo real

Número fase	Etapa (Tabla 6.2)
1	
2 y 3	

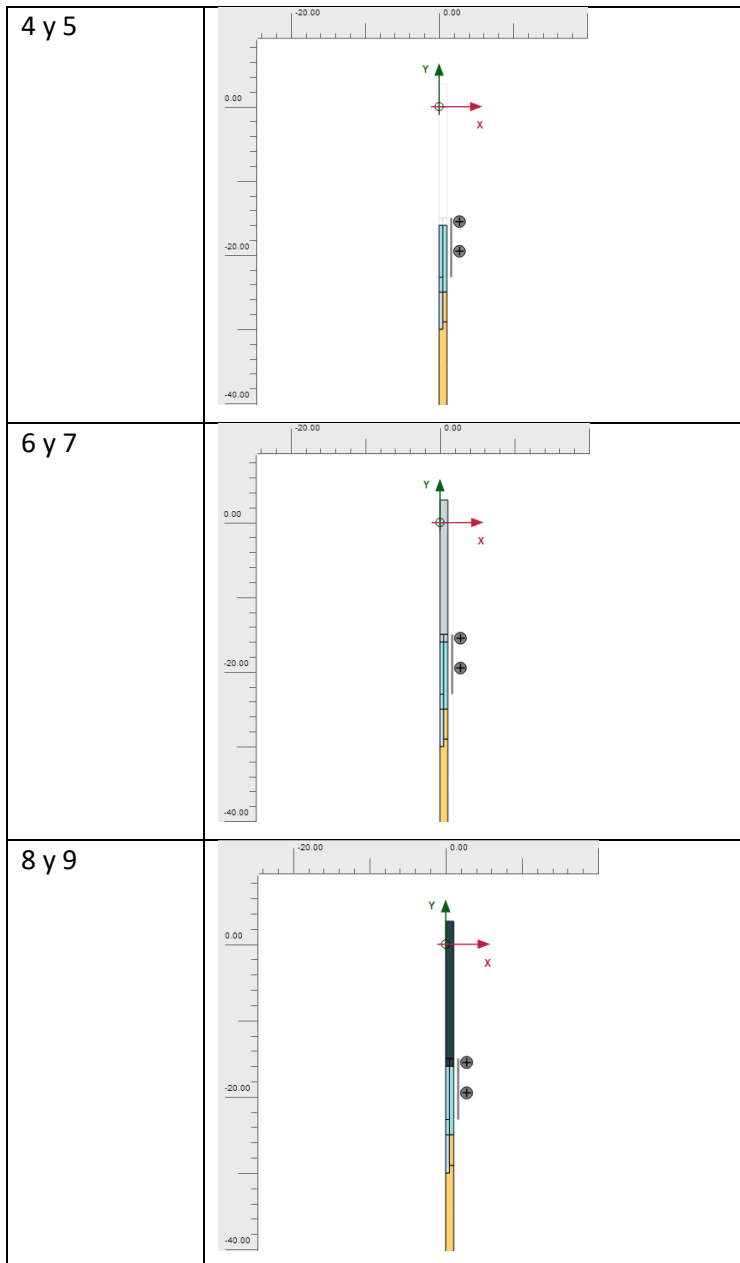
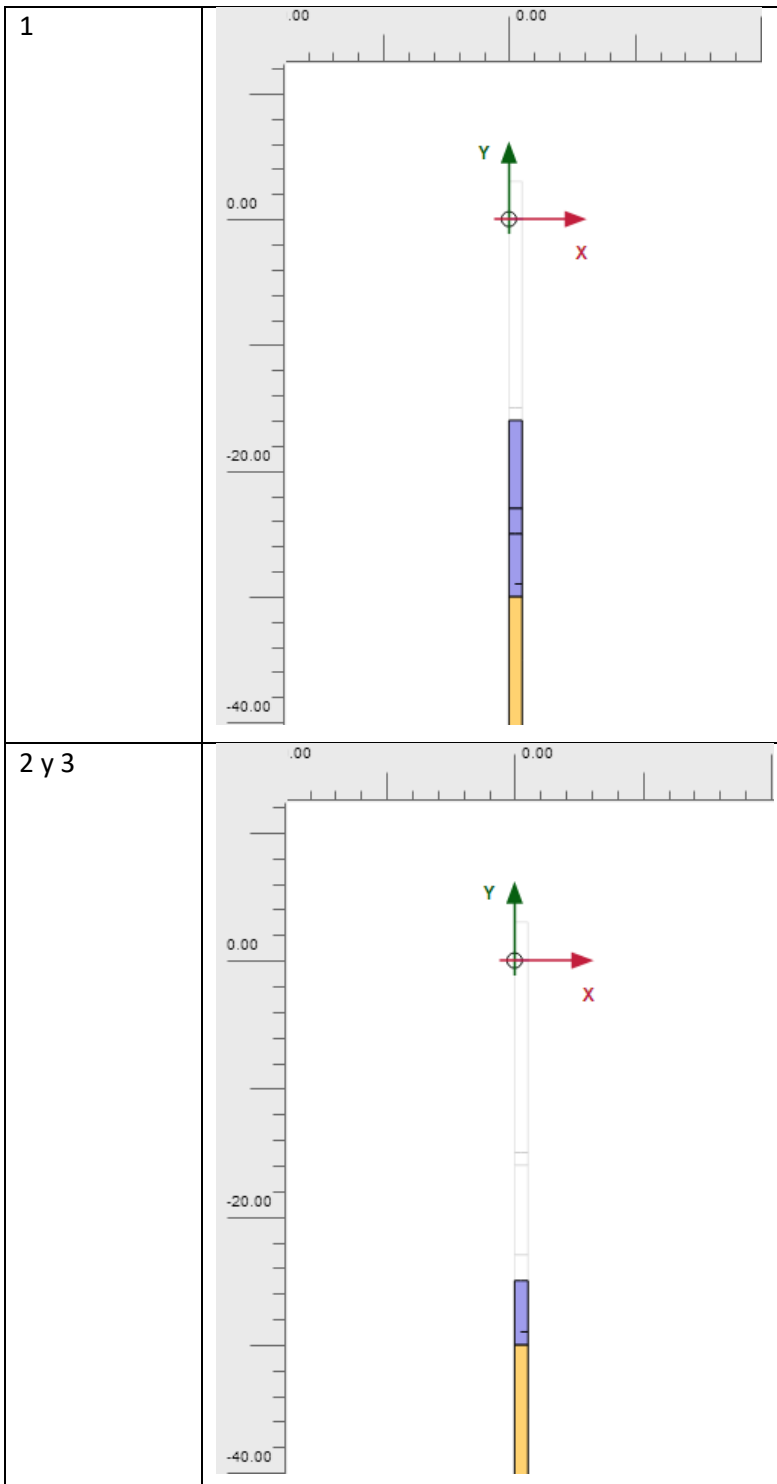


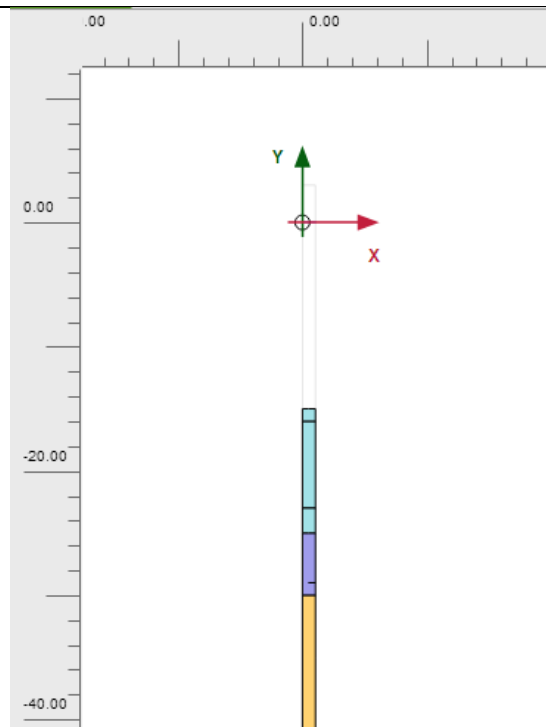
Tabla 6.4 Composición temporal del análisis suelo real.

6.3.1.3 Suelo equivalente

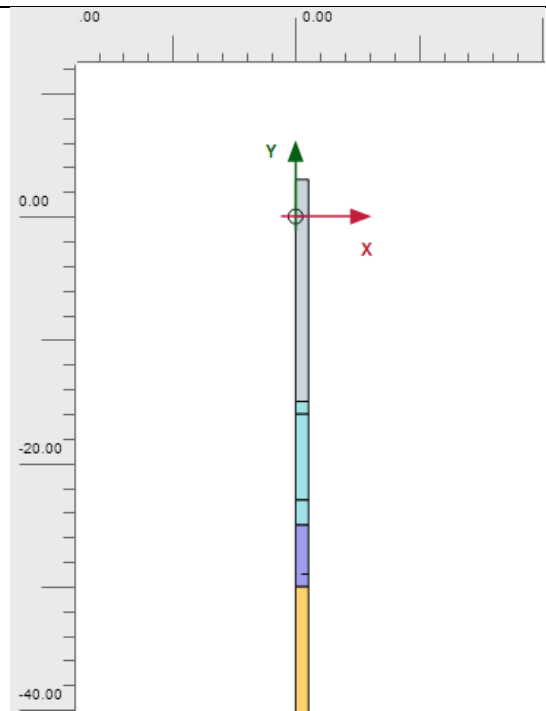
Número fase	Etapas (Tabla 6.2)
-------------	--------------------



4 y 5



6 y 7



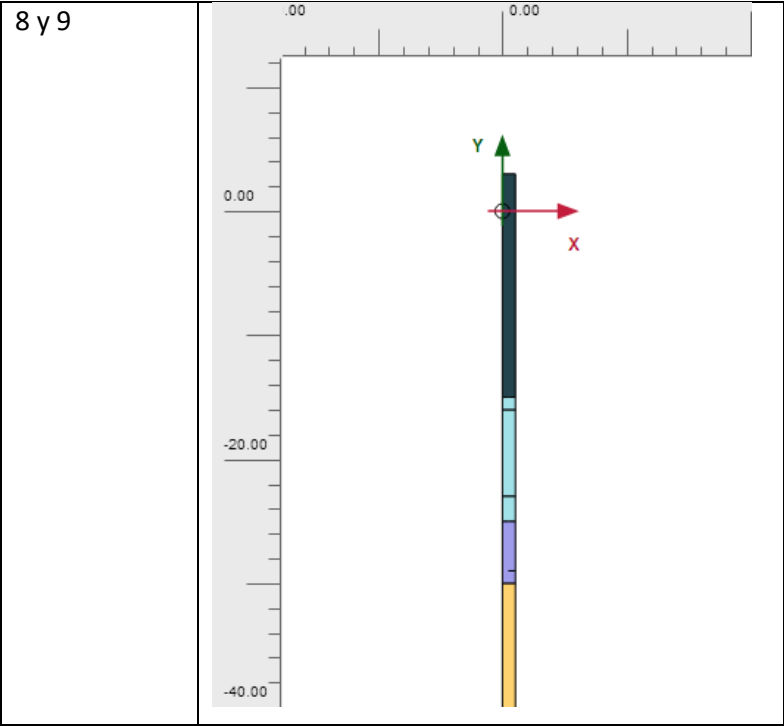
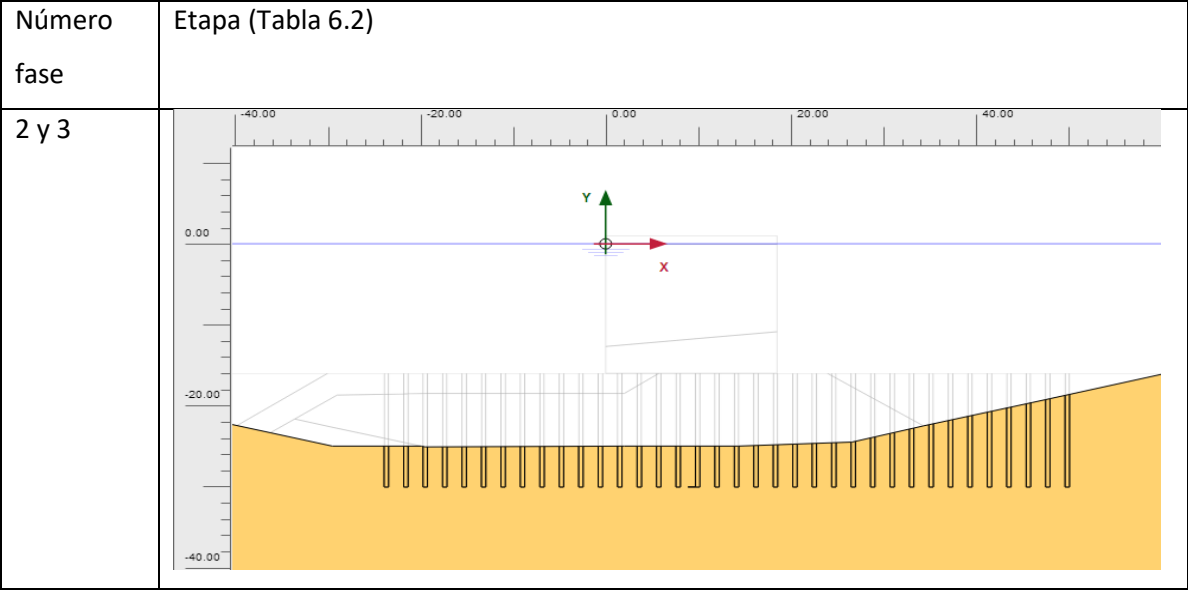


Tabla 6.5 Composición temporal del análisis suelo equivalente.

6.3.2 FASES ANÁLISIS EN DEFORMACIÓN PLANA

6.3.2.1 Muelle 2D sin tratamiento de columnas de grava



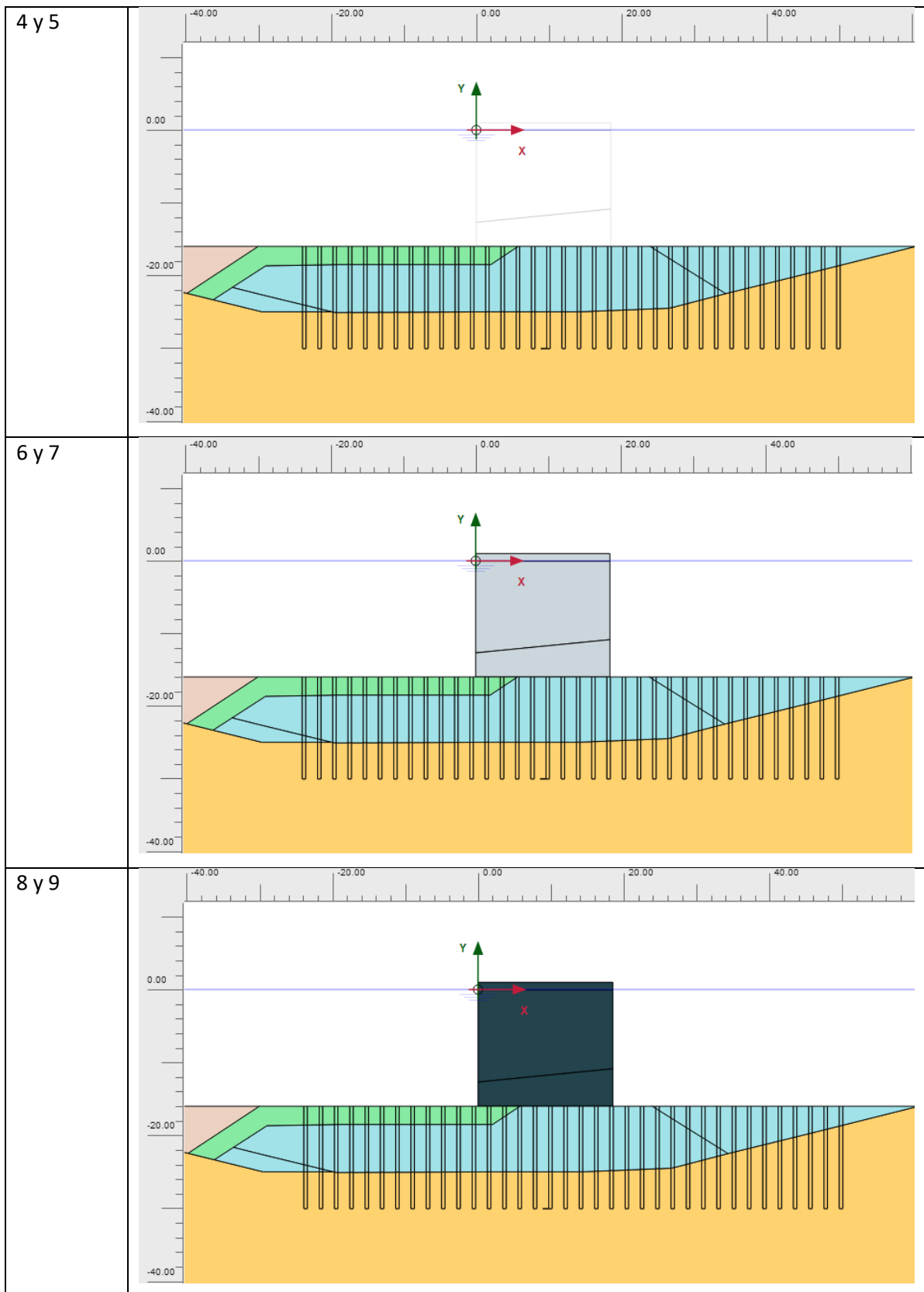
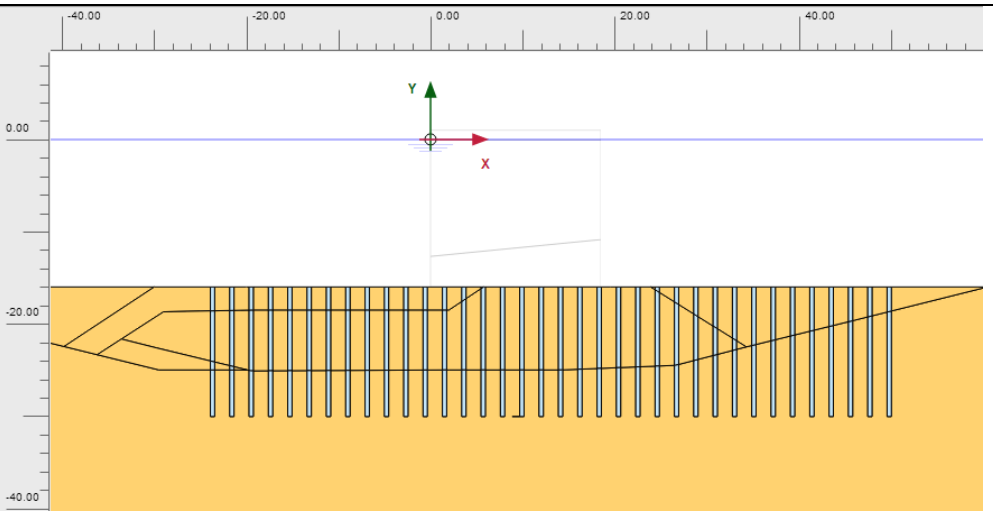
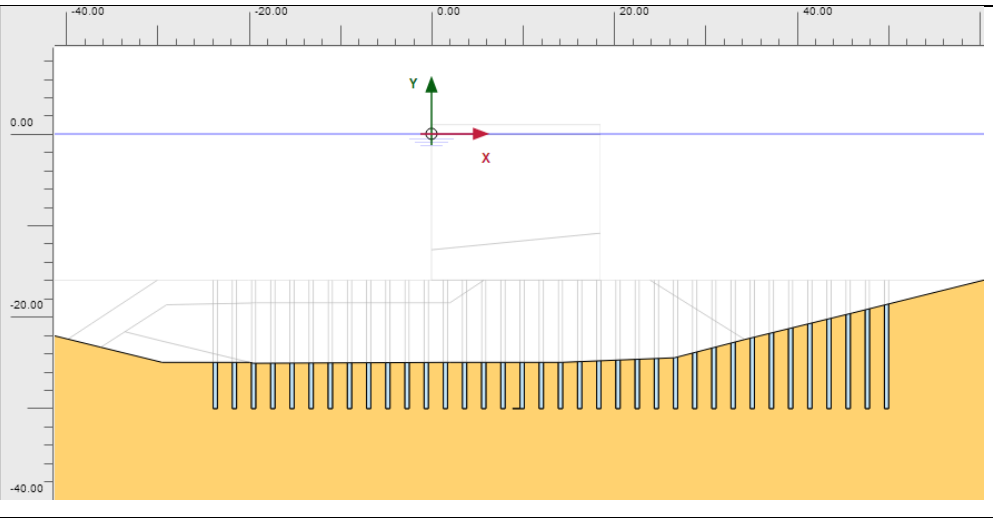
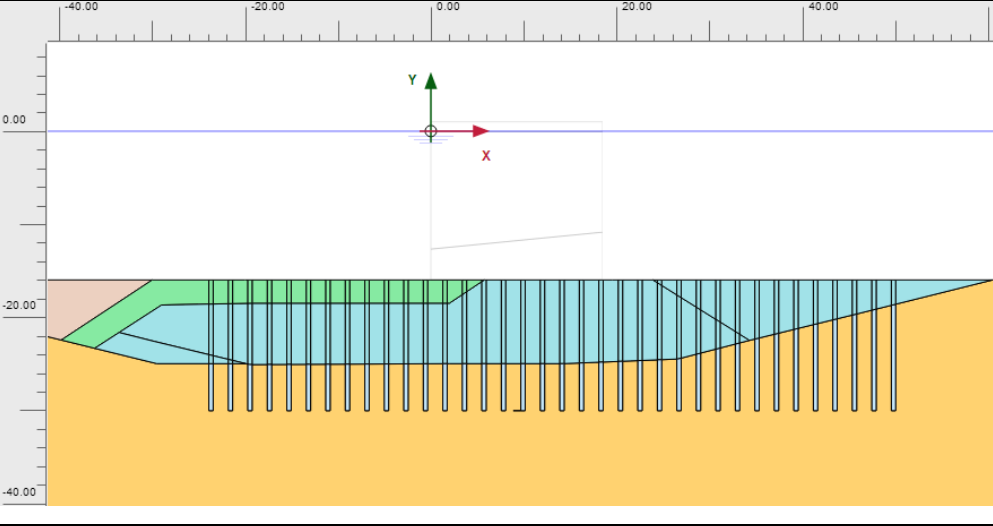


Tabla 6.6 Composición temporal del análisis muelle 2D sin tratamiento de columnas de gravas.

6.3.2.2 Muelle 2D suelo columnas

Número fase	Etapa (Tabla 6.2)
1	
2 y 3	
4 y 5	

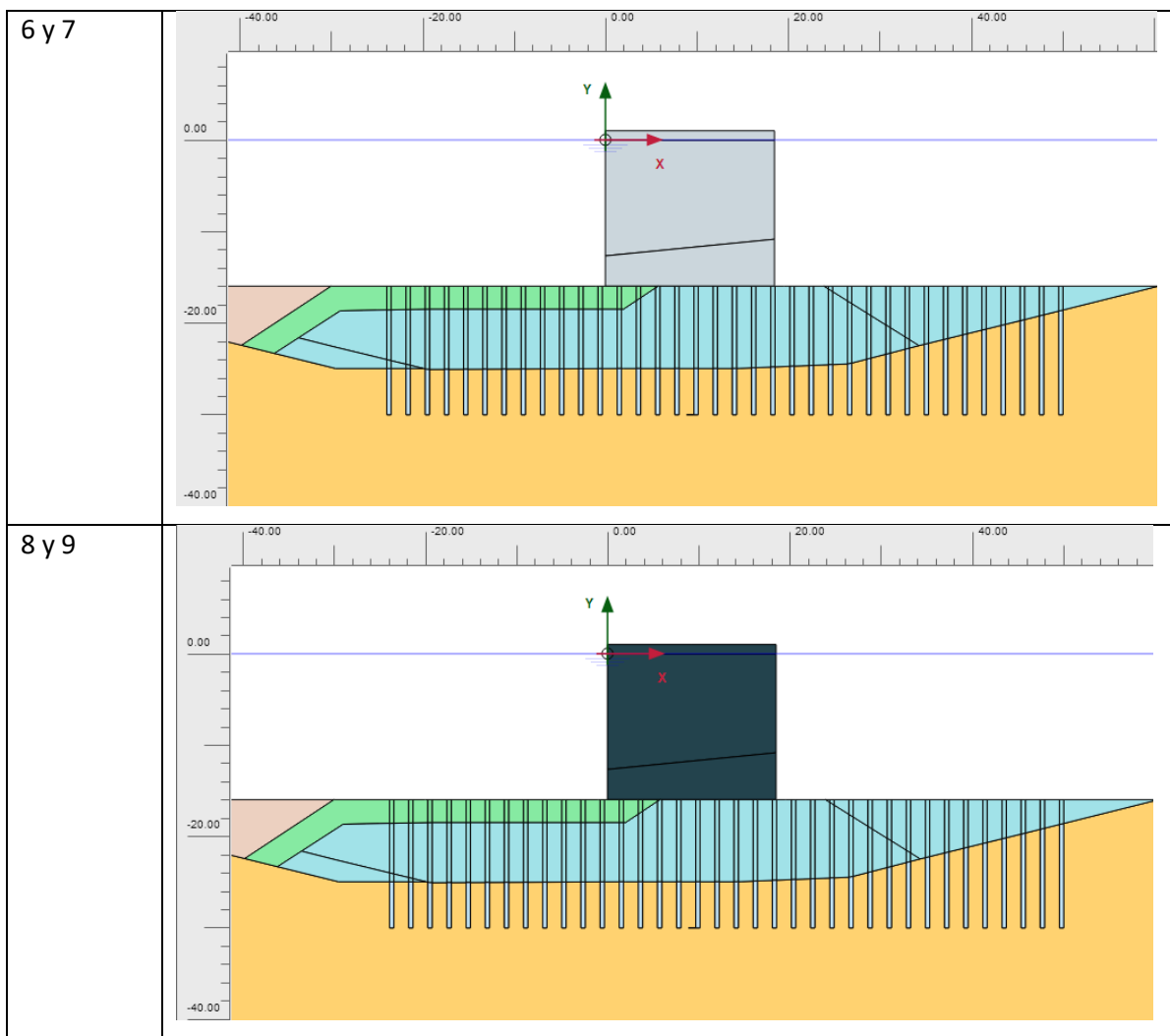
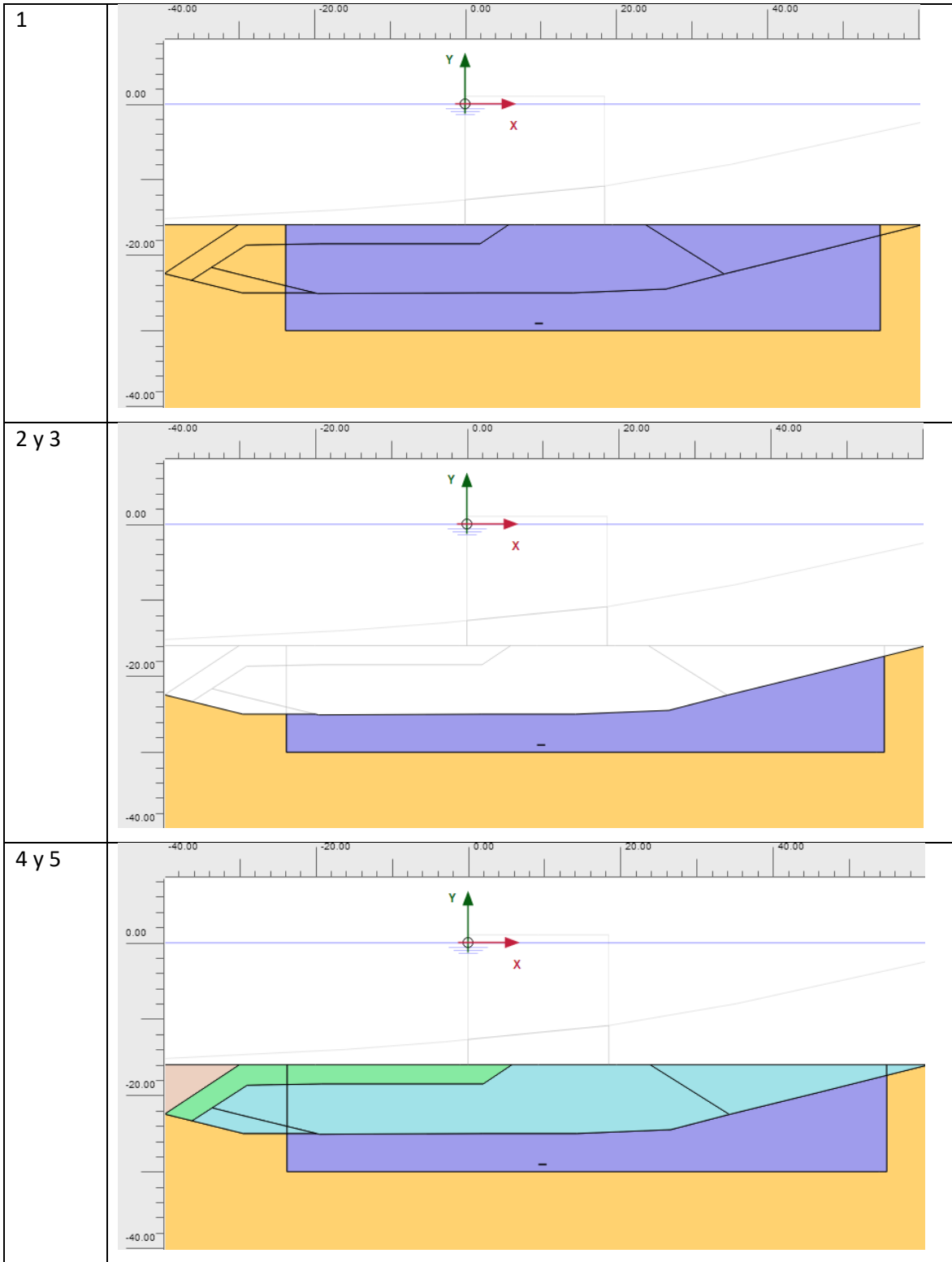


Tabla 6.7 Composición temporal del análisis muelle 2D con tratamiento columna de gravas.

6.3.2.3 Muelle 2D suelo equivalente

Número fase	Etapa (Tabla 6.2)	
-------------	-------------------	--



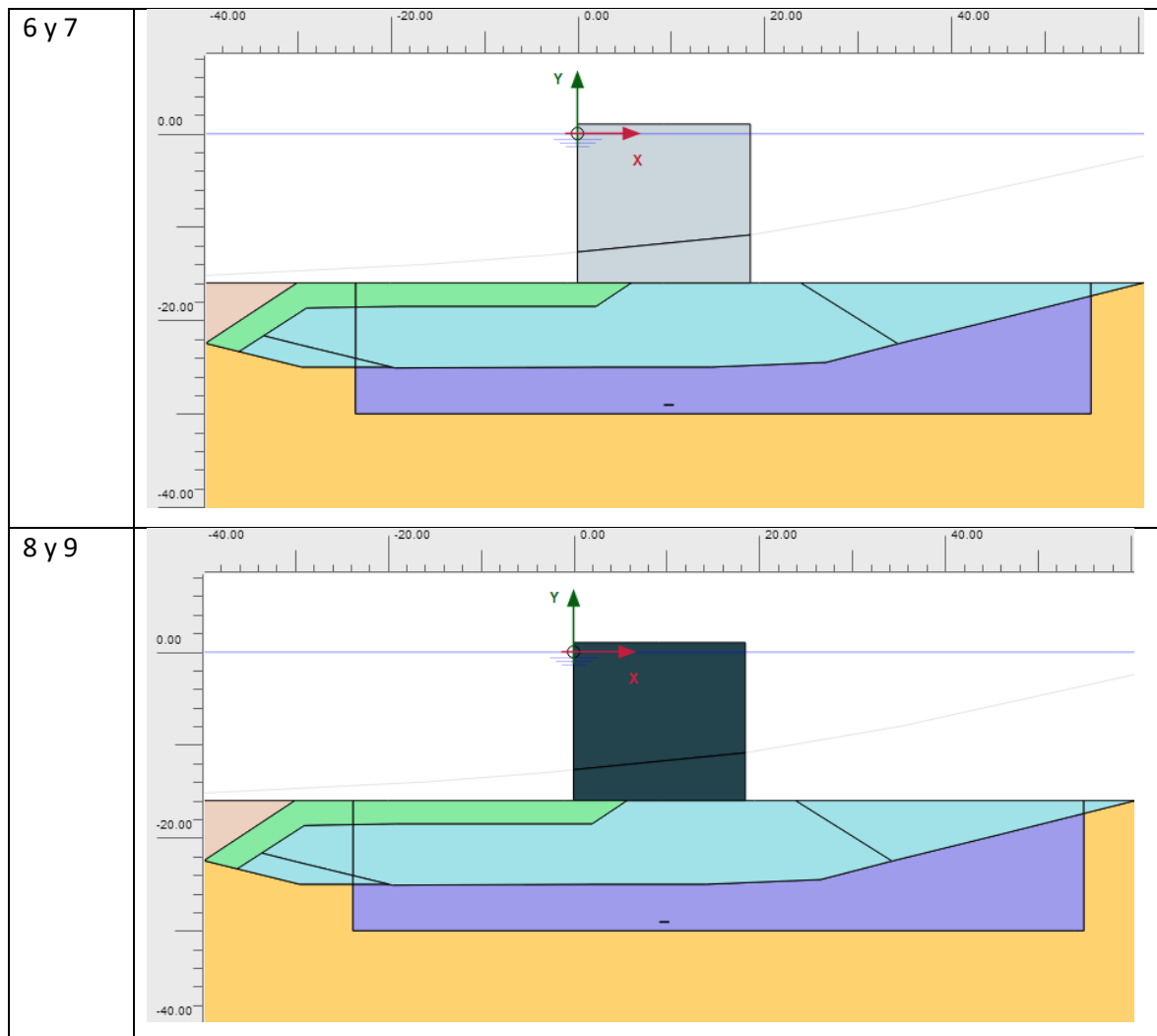


Tabla 6.8 Composición temporal del análisis muelle 2D suelo equivalente.

6.4 TIPOS DE ANÁLISIS

El programa PLAXIS incorpora distintos métodos de cálculo entre las cargas pertenecientes a las distintas fases.

Los dos principales métodos son el método **Plástico (NO DRENADO)** y el método por **Consolidación (CONSOLIDACIÓN)**.

El método plástico se usa principalmente en situaciones, donde se incorpora un elemento de la estructura no drenada. Un ejemplo puede ser la introducción de elementos como las columnas de grava...

El método por consolidación se usa principalmente cuando queremos analizar la situación de consolidación tras una carga muy grande y repentina. En el presente trabajo pueden ser

ejemplos de eso la consolidación tras el fondeo del cajón (donde nos interesa conocer la evolución temporal de las disipaciones de presión de poros)

En el análisis 2D de deformación plana se presenta la siguiente distribución de etapas por los siguientes métodos.

- **Initial Phase.** Esta fase es calculada por el método plástico debido a que el interés que nos suscita esta fase es la de conocer el estado tensional previo a la obra.

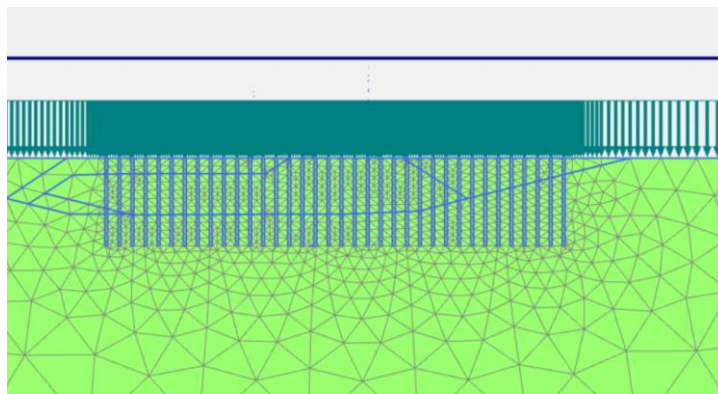


Figura 6.10. Initial Phase, el tono verde indica que no existe exceso de presión de poros.

- **Columna de gravas.** Se realiza mediante un análisis plástico debido a que según el método de inserción de las columnas en los suelos se realiza de tal manera que no altera el estado tensional del material circundante ni genera una zona de remoldeo.

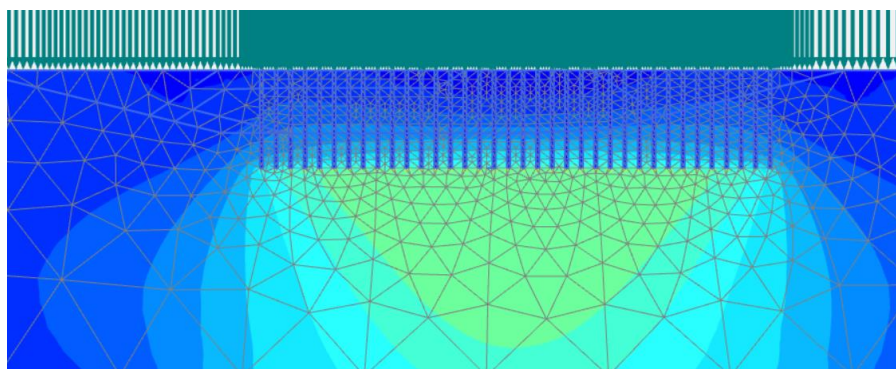


Figura 6.11. Exceso de presiones de poros, después de ejecutar las columnas de grava.
Se puede observar la presencia de colores fríos en el dominio analizado, que representan excesos próximos a 0.

- **Dragado.** Esta fase se realiza mediante el método de consolidación, puesto que se realiza un dragado de importantes dimensiones y donde se producirá una situación de liberación del estado tensional en el terreno
- **Consolidación del dragado.** Es interesante realizar esta fase mediante un análisis por consolidación, debido a que en la fase previa hubo una liberación de tensiones en el terreno y dada la naturaleza de finos constituyentes en el mismo, pues se produce un periodo de variación de presiones de poros prolongados.

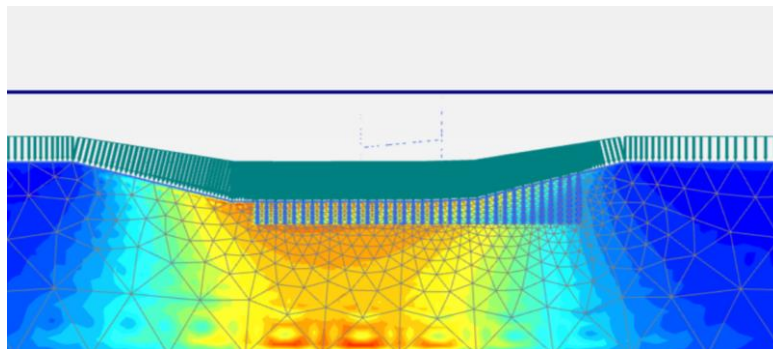


Figura 6.12. Exceso de presiones de poros, después de ejecutar el dragado.
Se puede observar la presencia de cálidos en el dominio analizado, que representan excesos próximos elevados y con signo positivo (debido que es un proceso de descarga de tensiones).

- **Construcción de la banqueta.** Para el apoyo de el cajón y proporcionarle una superficie plana y enrasada de apoyo y que además ayude a aumentar la rigidez del terreno se construye una banqueta. Este elemento tiene un espesor de aproximadamente 10 metros de grosos, por lo que se produce un incremento de las tensiones en el terreno y por lo tanto de las presiones de poros. Para analizarlo de manera correcta se procede a realizar un análisis mediante consolidación.

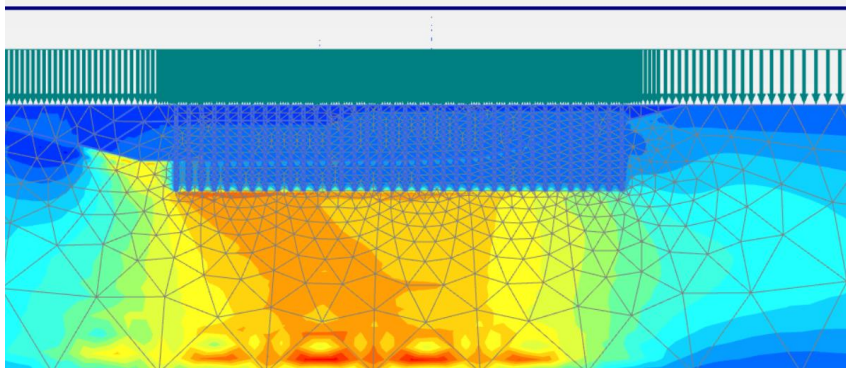


Figura 6.13. Exceso de presiones de poros, después de ejecutar la banqueta. Se puede observar la presencia de cálidos en el dominio analizado que indican excesos de presión de poros considerables.

- **Consolidación de la banqueta.** Se realiza mediante un análisis por consolidación. De manera similar a la ``consolidación del dragado'', Es importante conocer la evolución temporal de los excesos de presión de poros debido a que las presiones de poros pertenecientes en esta etapa serán las iniciales a la etapa de fondeo del cajón.
- **Fondeo del cajón.** Esta etapa se puede realizar de manera análoga por consolidación o plástico. Esto se produce porque existe una gran incertidumbre entre los tiempos de fondeo del cajón en obra. Si se opta por un análisis por consolidación los tiempos a insertar en el input, serán breves (del orden de 0.15 días). En el caso de poner análisis plástico pues esto provoca un aumento de presión de poros que es bastante realista.

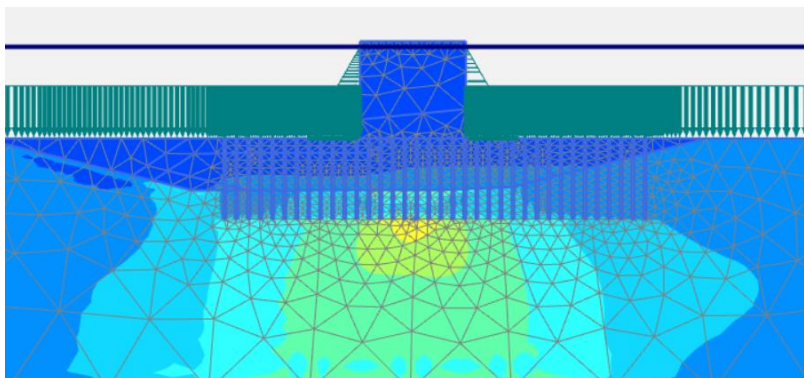


Figura 6.14. Tras fondear el cajón aparecen los excesos de presión de poros vinculados al incremento de la carga. Los colores cálidos indican una mayor

concentración de presión de poros. Esta distribución se asemeja al esquema de Boussinesq.

- **Consolidación del fondeo del cajón.** Para evitar la rotura del terreno se procede a insertar el cajón en la banqueta por etapas (un primer fondeo y después un relleno completo de las celdas). Un fondeo completo en bajo nivel freático provocaría una rotura no drenada en el terreno. Por lo que la solución para evitar la rotura es dejar que se disipen los excesos de presiones de poros. Para conocer esa evolución es necesario calcularlo con el método por consolidación.
- **Rellenado de las celdas del cajón.** Tras una primera etapa de fondeo y consolidación del fondeo se produce el relleno de las celdas del cajón. El relleno se puede interpretar en la modelación tanto como plástico como consolidación de la misma manera que se ha interpretado en la fase “Fondeo del cajón”.

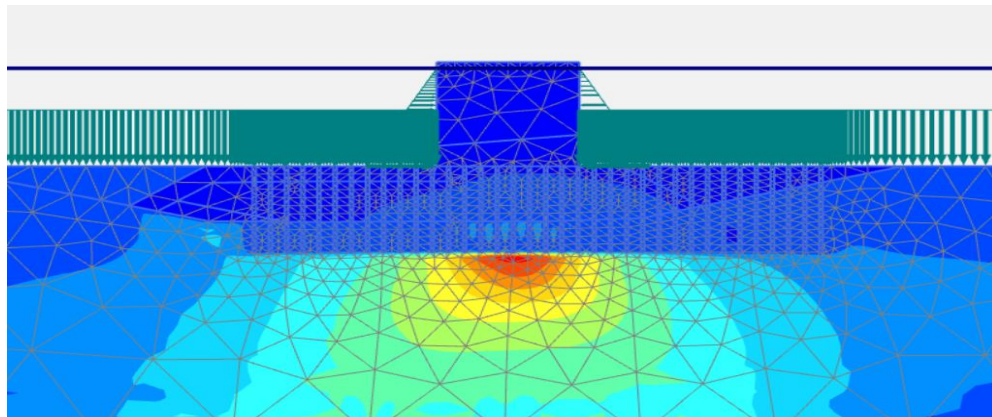


Figura 6.15. Exceso de presión de poros tras el relleno de las celdas con material granular.

- **Consolidación del relleno del cajón.** Esta fase es de vital importancia para poder deducir unos resultados en la presente tesis. Esta fase es muy lenta y del orden de varios meses debido a la lenta consolidación de un estrato arcilloso. Dada su baja permeabilidad y la dificultad en la disipación de presión de poros se procede a realizar una etapa por consolidación.

6.5 CONDICIONES DE CONTORNO HIDRÁULICAS.

A la hora de realizar el análisis numérico mediante elementos finitos, hay que establecer unas condiciones de contorno

Estas condiciones de contorno suelen ser de tipo mecánico, pero en este análisis debido a que se trata de un análisis de la variación de presión de poros se fijan unas condiciones de contorno hidráulicas.

6.5.1 CONDICIONES MODELO AXIS-SIMÉTRICO

Para los análisis hechos en axis-simétrico, las condiciones de contorno serán:

Límite	Tipo
Superior	Abierto
Inferior	Abierto
Lateral Izq.	Cerrado
Lateral Der	Cerrado

Tabla 6.9. Condiciones de contorno hidráulicas establecidas.

Estas condiciones presupuestas antes de correr los modelos son debido a que el estrato arcilloso no puede drenar hacia el lado opuesto a las columnas, puesto que habrá un flujo de presiones iguales y opuestos en la columna colindante.

El borde inferior es drenado debido a la existencia de un acuífero inferior (figura 4.2).

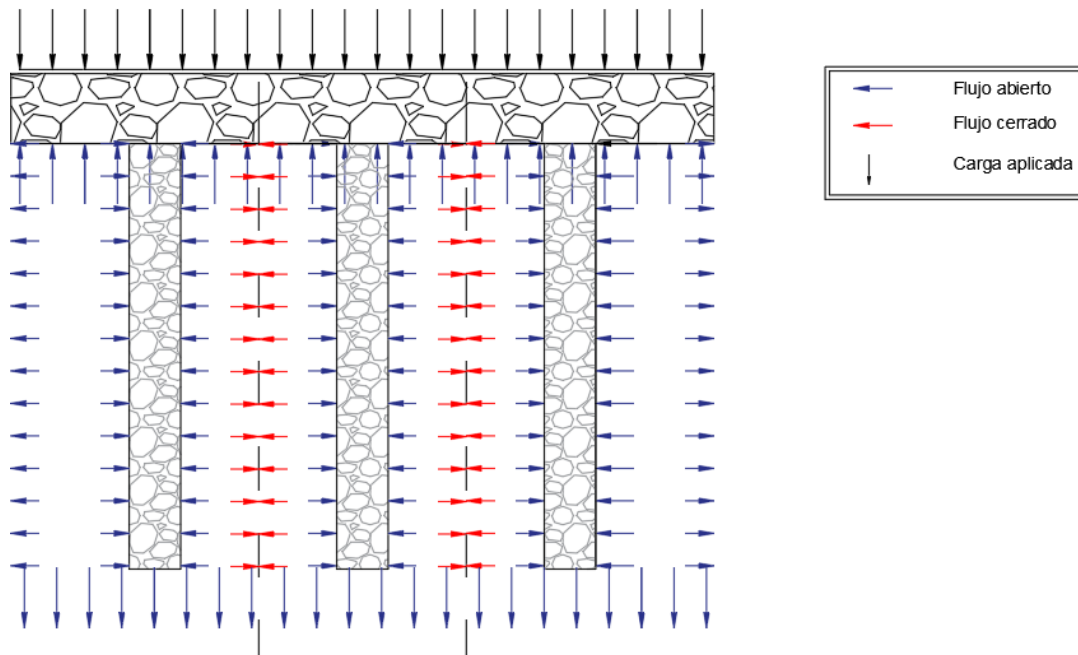


Figura 6.16 Esquema de condiciones de contorno hidráulicas.

6.5.1 CONDICIONES MODELO DEFORMACIÓN PLANA

En el caso de las condiciones de contorno desde el punto de vista hidráulico para el caso en deformación plana cambia. Los límites superiores e inferiores, análogamente al modelo axisimétrico, son abiertos mientras que los laterales se han procedido a comprobar la transcendencia de considerarlos abiertos o cerrados.

El resultado que arroja es que es indiferente, puesto que las presiones de poros se disipan antes de llegar a los bordes laterales.

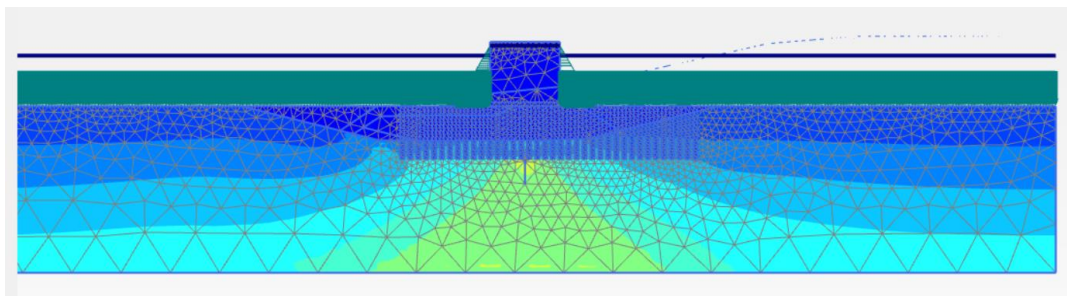


Figura 6.17. Disipación de la presión de poros tras el relleno con condiciones de contorno de flujo hidráulico laterales abiertas.

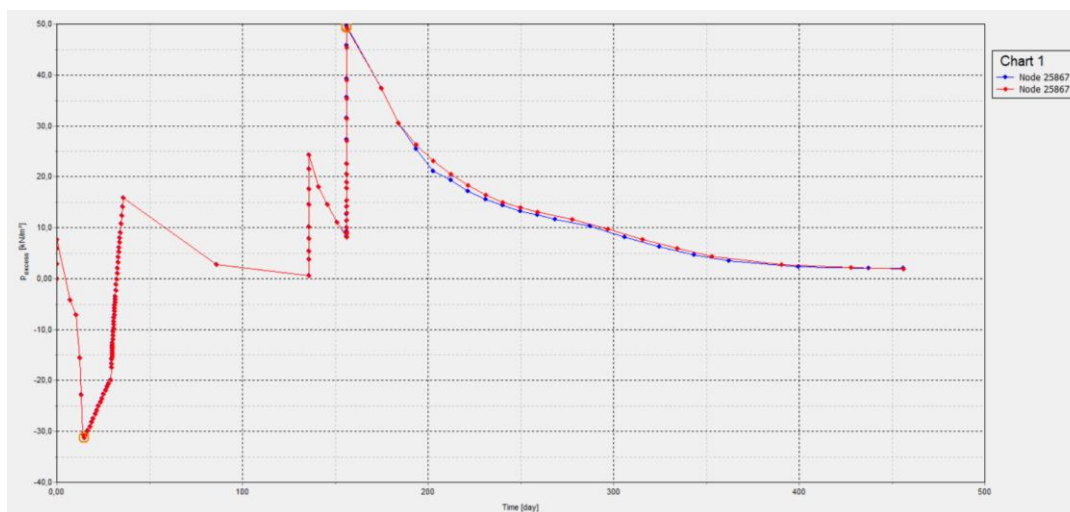


Figura 6.18. Comparativa entre disipación de presión de poros con contorno abierto-contorno cerrado, azul abierto, rojo cerrado.

Para el análisis finalmente se eligieron todos los bordes abiertos

Límite	Tipo	Selección
Superior	Abierto	Abierto
Inferior	Abierto	Abierto
Lateral Izq.	Indiferente	Abierto
Lateral Der	indiferente	Abierto

Tabla 6.10. Condiciones de contorno hidráulicas establecidas.

6.8 PROPIEDADES GEOMECÁNICAS INICIALES.

Las propiedades introducidas en el programa son las siguientes.

<i>Id</i>	<i>Modelo constitutivo</i>	<i>Tipo</i>	<i>γ unsat [kN/m3]</i>	<i>γ sat [kN/m3]</i>	<i>E [kN/m2]</i>	<i>v</i>	
<i>Arcillas y Limos</i>	Soft-soil	No drenado	16.5	18.5	-	0.3	
<i>Escollera</i>	Mohr - Coulomb	drenado	17	21	3x10 ⁴	0.3	
<i>Todo uno</i>	Mohr - Coulomb	drenado	17	20	3x10 ⁴	0.3	
<i>Cajón Fondeado</i>	Elástico- lineal	No drenado	13.68	13.68	3x10 ⁷	0.15	
<i>Cajón Rellenado</i>	Elástico-lineal	No poroso	20.94	20.94	3x10 ⁷	0.15	
<i>Id</i>	c (kN/m ²)	φ (º)	ψ(º)	λ *	K*	k _x (^m / _d)	k _x (^m / _d)
<i>Arcillas y Limos</i>	1	20	0	0.05	0.01	86.4x10 ⁻³	86.4x10 ⁻⁴
<i>Escollera</i>	0.1	40	0	-	-	86400	86400

<i>Todo uno</i>	0.1	40	0	-	-	86.4	86.4
<i>Cajón Fondeado</i>	-	-	-	-	-	-	-
<i>Cajón Rellenado</i>	-	-	-	-	-	-	-

Tabla 6.11. Variables geomecánicas implementadas en los modelos numéricos.

7.RESULTADOS.

7.1 SUELO SIN TRATAMIENTO(AXI-SIMÉTRICO)

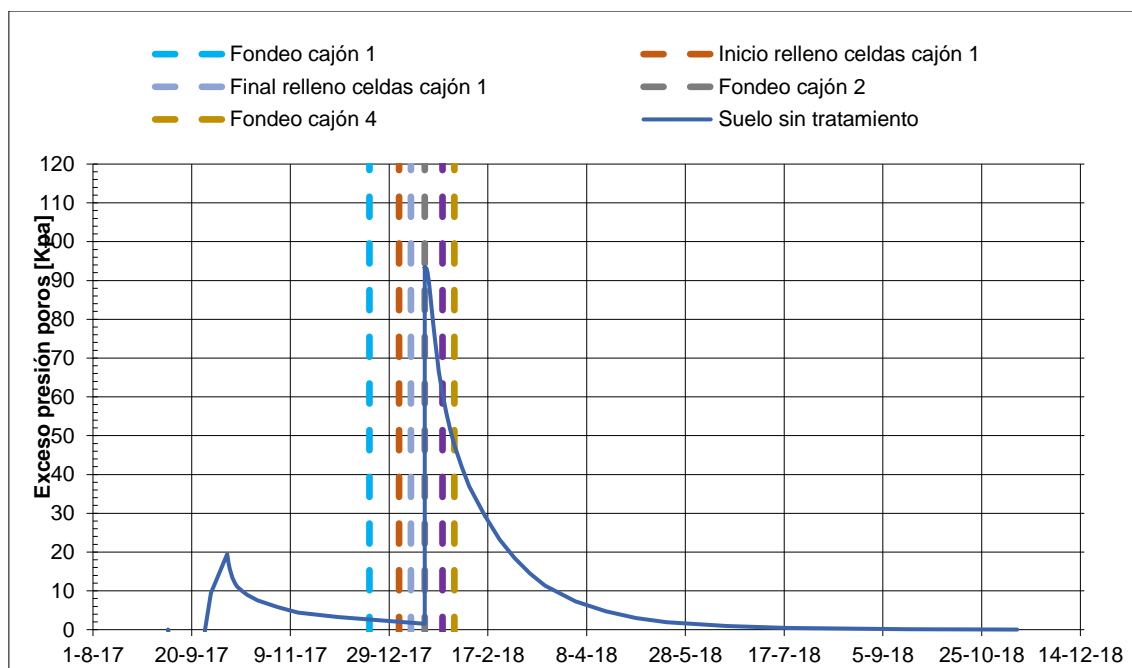


Figura 7.1. Resultado del suelo no tratado.

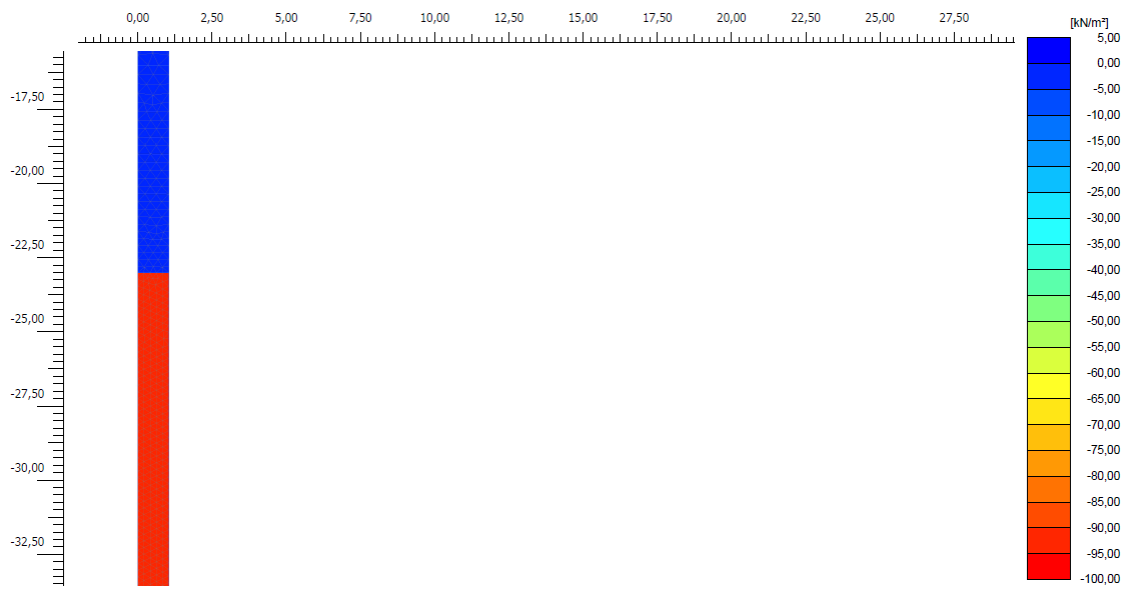


Figura 7.2. Exceso de presión de poros en todo el dominio para el caso del suelo no tratado.

7.2 COLUMNAS REALES (AXI-SIMÉTRICO)

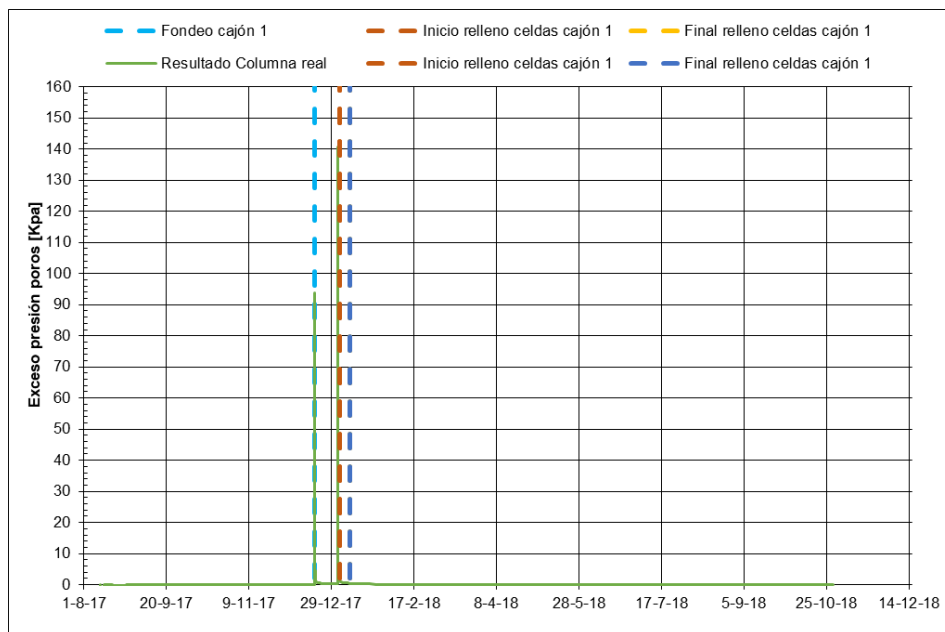


Figura 7.3. Exceso de presión de poros para el caso de la columna real.

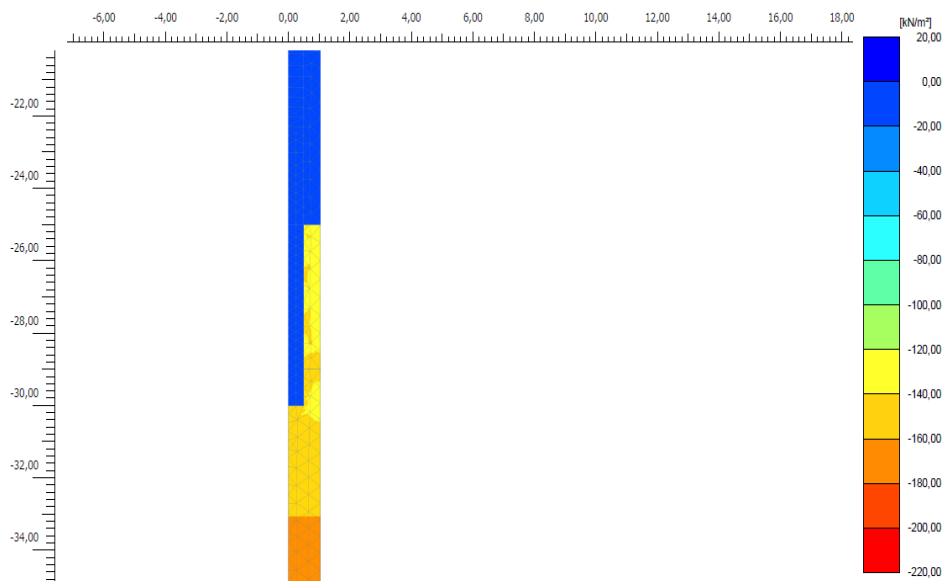


Figura 7.4, Exceso de presiones de poros en todo el dominio, tras el relleno del cajón fondeado para el caso de la columna real.

7.3 SUELO EQUIVALENTE (AXI-SIMÉTRICO)

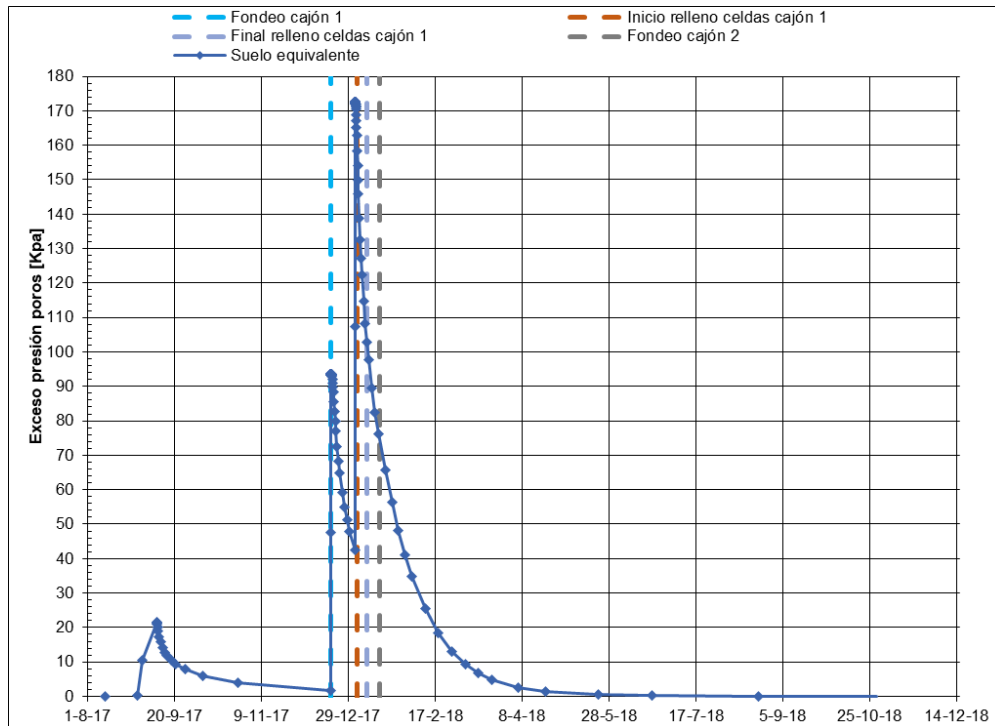


Figura 7.5, Representación del exceso de presión de poros para la cota -29 m, en el caso del suelo equivalente.

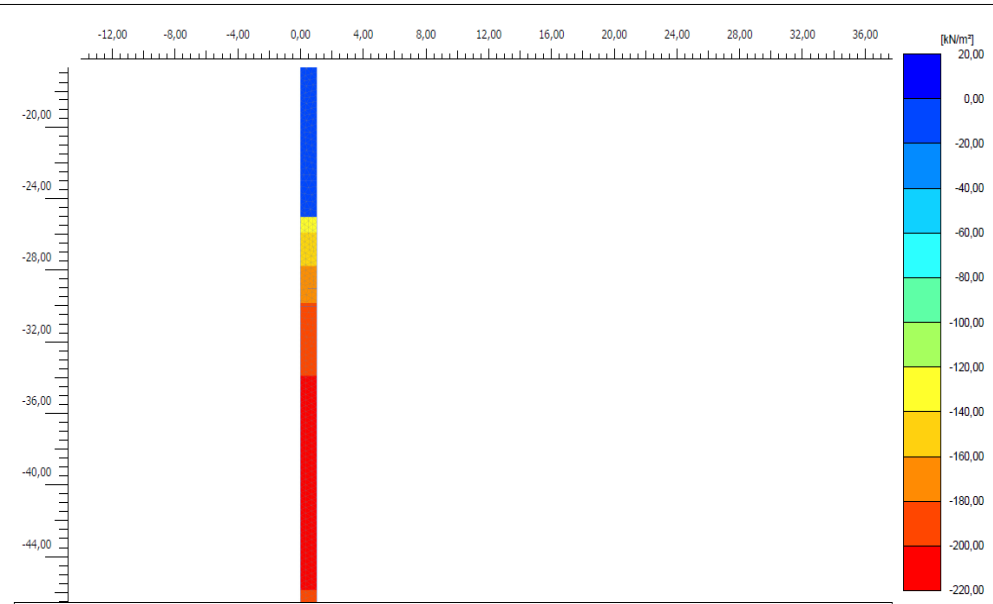


Figura 7.6, Exceso de presión de poros en todo el dominio, tras la fase de Relleno de celdas.

7.4 SECCIÓN 2D DEL MUELLE SIN TRAMAMIENTO CON COLUMNAS DE GRAVA

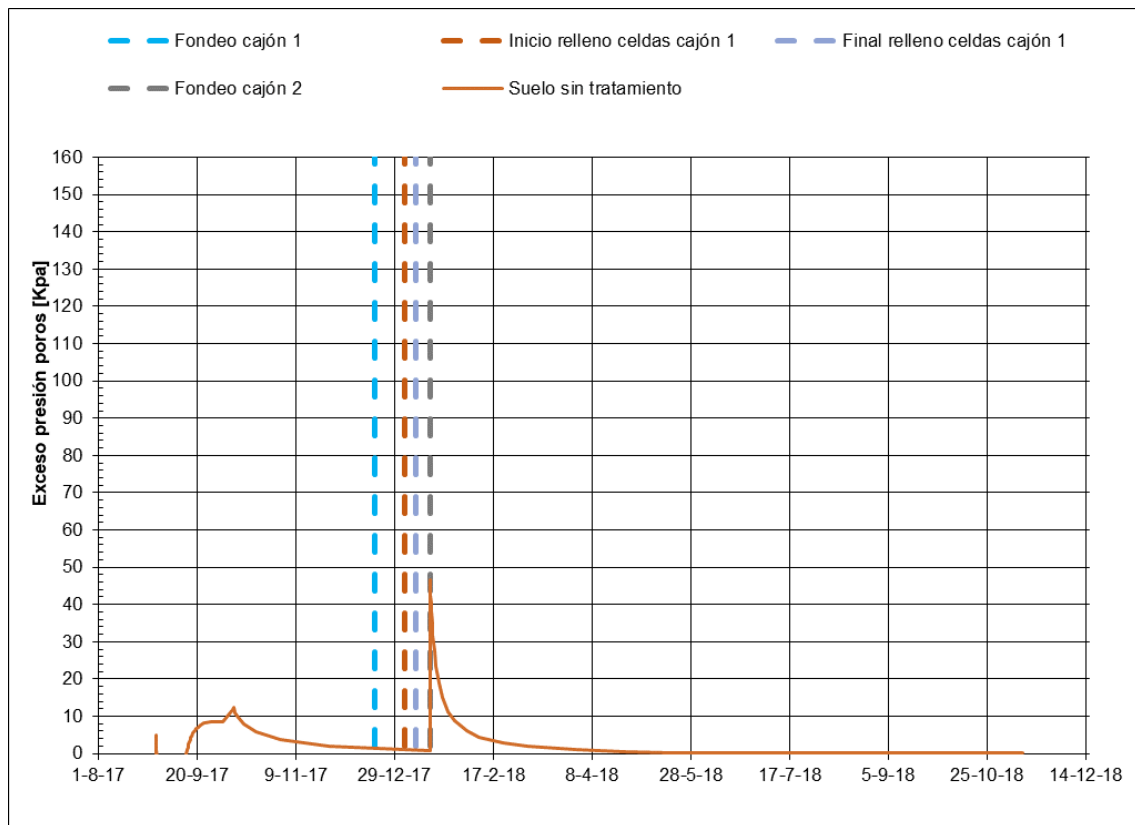


Figura 7.7, Exceso de presión de poros, para la cota -29 m, para el modelo en deformación plana del suelo sin tratar.

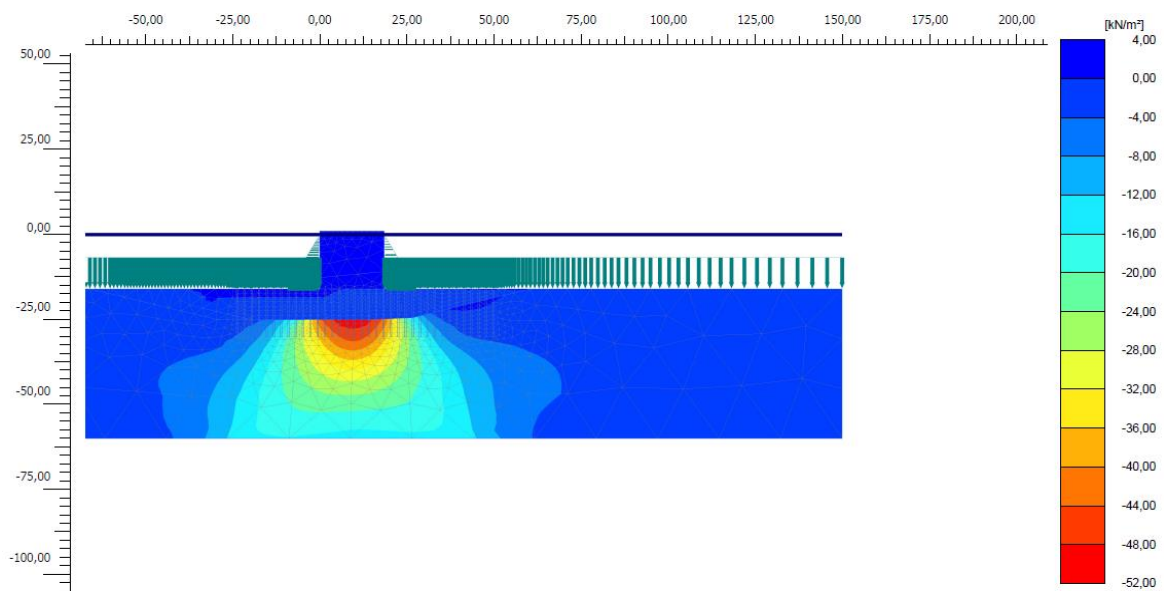


Figura 7.8, Exceso de presión de poros en todo el dominio, para el caso del suelo sin tratamiento de columna de gravas, en la geometría de deformación plana.

7.5 SECCIÓN 2D DEL MUELLE CON COLUMNAS EQUIVALENTES

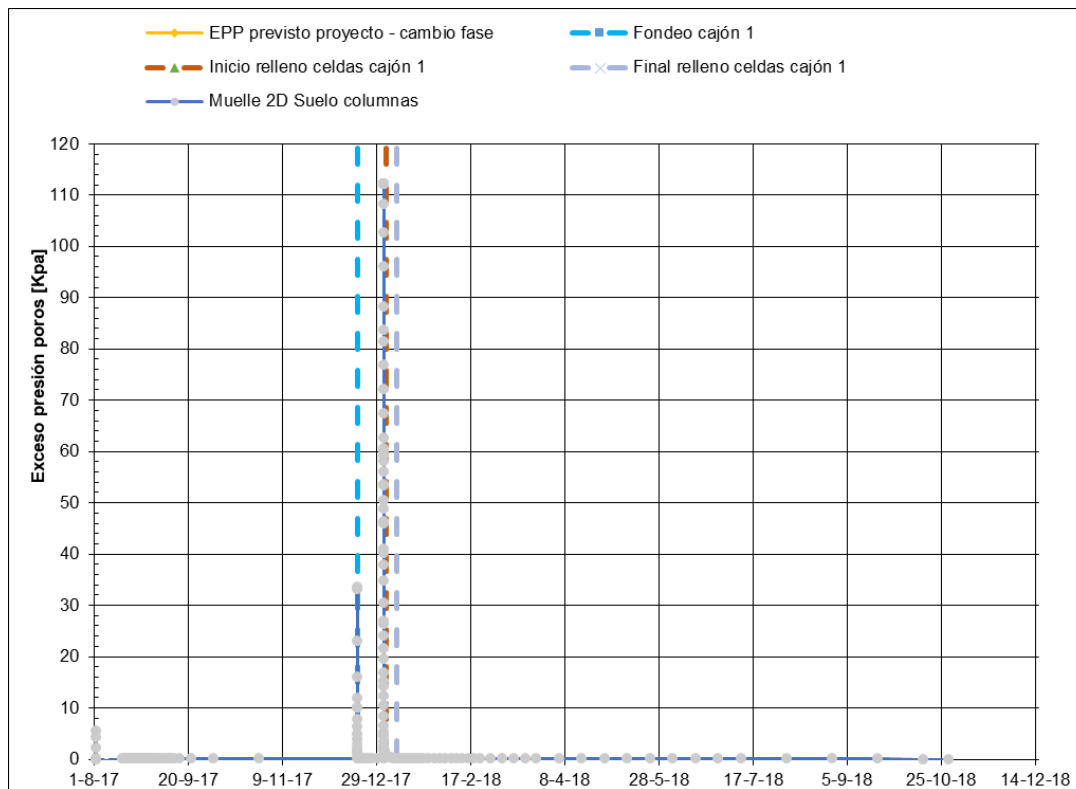


Figura 7.9, Exceso de presión de poros la cota -29 m, en el caso del suelo modelado a través de las zanjas longitudinales en la geometría de deformación plana.

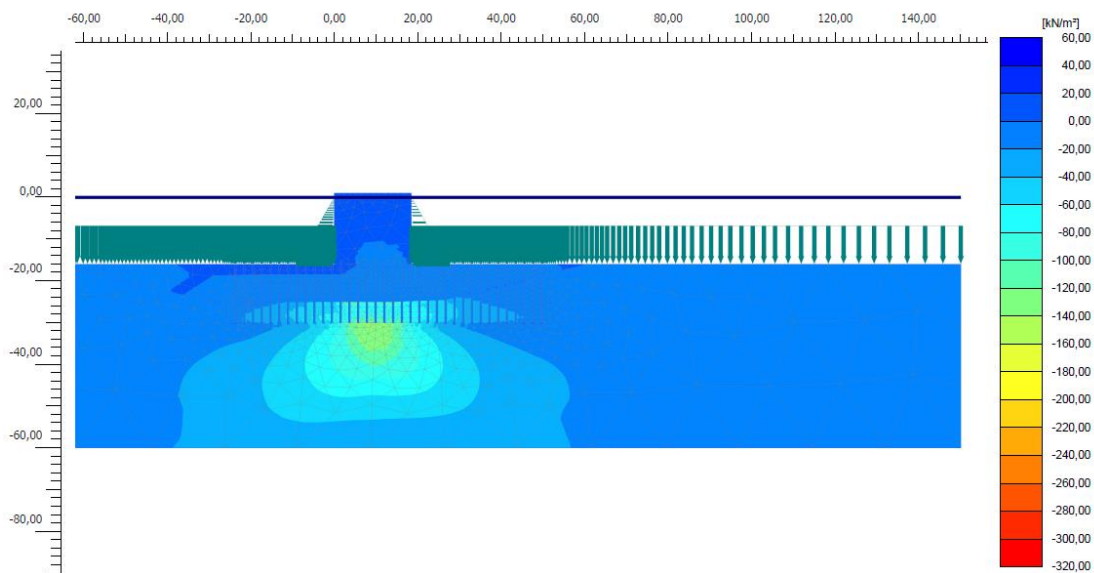


Figura 7.9, Exceso de presión de poros la cota -29 m, en el caso del suelo modelado a través de las zanjas longitudinales en la geometría de deformación plana.

7.6 SECCIÓN 2D DEL MUELLE CON SUELO EQUIVALENTE

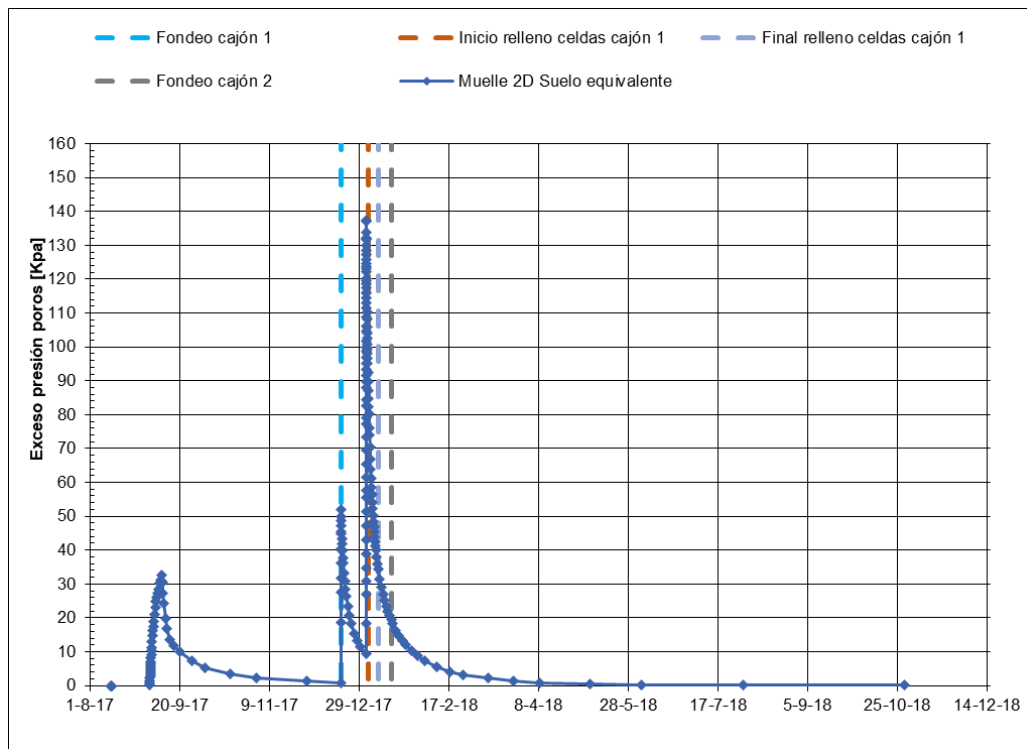


Figura 7.10, Exceso de presión de poros la cota -29 m, en el caso del suelo modelado con un suelo equivalente.

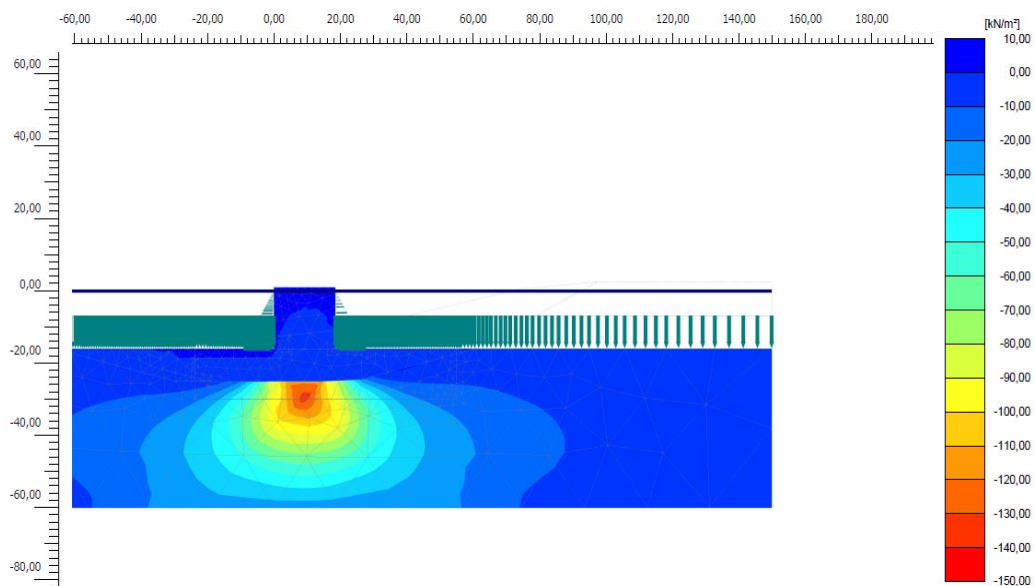


Figura 7.11, Exceso de presión de poros para todo el dominio del muelle, tras la aplicación de la fase de relleno de celdas.

8.COMPARATIVA.

8.1 INTRODUCCIÓN

Tras la obtención de los resultados, es necesario compararlos con los datos obtenidos de la instrumentación, piezómetros.

Los resultados de los modelos numéricos deberán ajustarse para poder reproducir lo sucedido en la realidad. En el ajuste se variarán valores fundamentalmente (i) valores de permeabilidad del terreno natural o equivalente y (ii) porcentaje de fase en condiciones no drenadas y drenadas

La comparativa de los datos, a parte de la comparativa entre modelado y observado, también se realiza para los resultados extraídos de los distintos modelos.

8.2 INCERTIDUMBRE DEBIDO A LA LOCALIZACIÓN DEL PIEZÓMETRO

Los datos de exceso de presión de poros (EPP) provienen de los piezómetros instalados en el suelo, bajo el cajón. Estos piezómetros son los piezómetros offshore:

- **Piezómetro Offshore01**
- **Piezómetro Offshore02**

Debido a la profundidad, a la cual están, es muy difícil controlar la posición exacta. Y por lo tanto se produce una cierta incertidumbre.

Debido a que los valores de EPP son distintos en cada nodo, y en algunas zonas las tendencias son muy diferentes en puntos localizados cerca, especialmente en zonas entre columnas de gravas, es necesario el remallado de la zona de estudio, y lograr así una discretización más detallada y con mayor número de puntos de control, para tener más información sobre la disipación de la presión de poros.

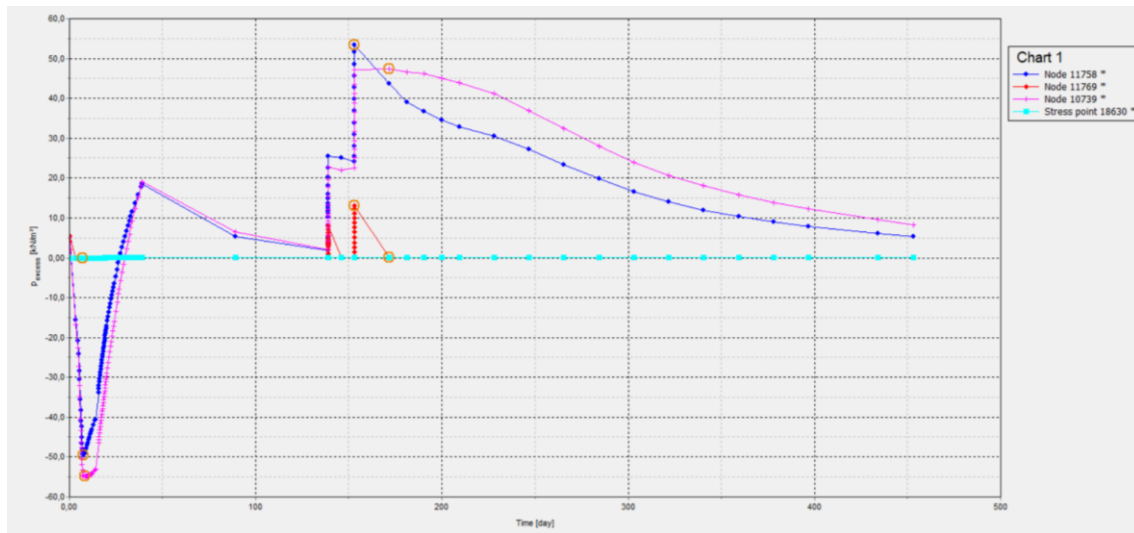


Figura 8.1. Distintas tendencias en la disipación de presión de poros para una misma zona de estudio.

8.3 MODELOS

8.3.1 MODELO SUELO SIN TRATAMIENTO (AXI-SIMÉTRICO)

8.3.1.1. COMPARACIÓN MODELADO – INSTRUMENTACIÓN

Para el caso del suelo sin mejorar, solo tenemos datos de la rama de fondeo del cajón puesto que los demás datos están influenciados por el fondeo de cajones adyacentes.

Por esa razón solo hay una rama de Fondeo y otra de disipación.

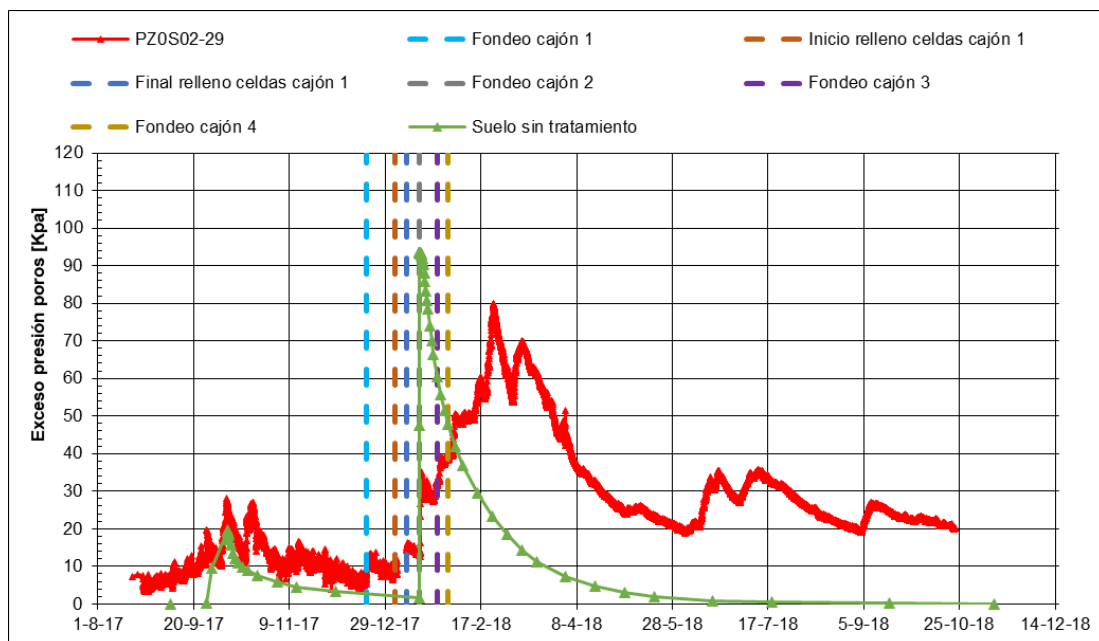


Figura 8.2. Comparativa de lo modelado sin ajustar y los datos observados para el caso del suelo sin tratar.

8.3.1.2 AJUSTE

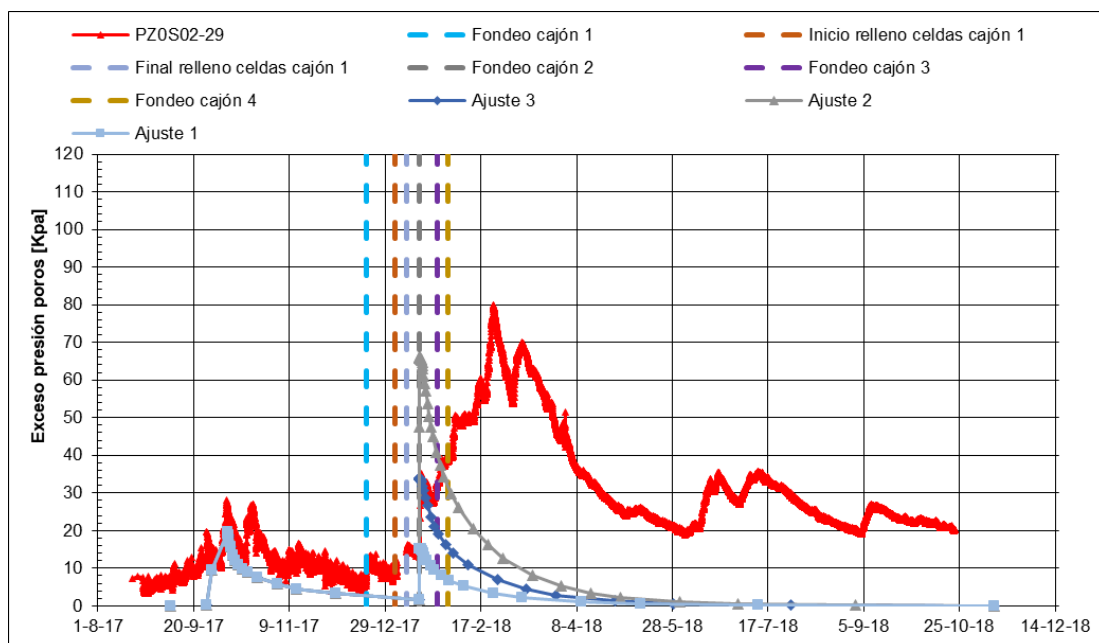


Figura 8.3. Ajuste de las distintas permeabilidades.

	$K_h(m/dia)$	$K_v(m/dia)$	$\sum M_{Stage_{Fondeo}}$	$\sum M_{Stage_{Relleno}}$
--	--------------	--------------	---------------------------	----------------------------

Ajuste 1	0.0864	0.00864	1	-
Ajuste 2	0.0864	0.00864	0.70	-
Ajuste 3	0.07	0.007	0.35	-

Tabla 8.1. Valores de los distintos parámetros para cada uno de los ajustes.

Se determina que el ajuste que más se ajusta es en número 3, debido a que la pendiente es similar a la rama de descarga de los datos observados y el máximo valor también es el que más se acerca.

8.3.1.3 COMPARACIÓN MODELADO AJUSTADO– INSTRUMENTACIÓN

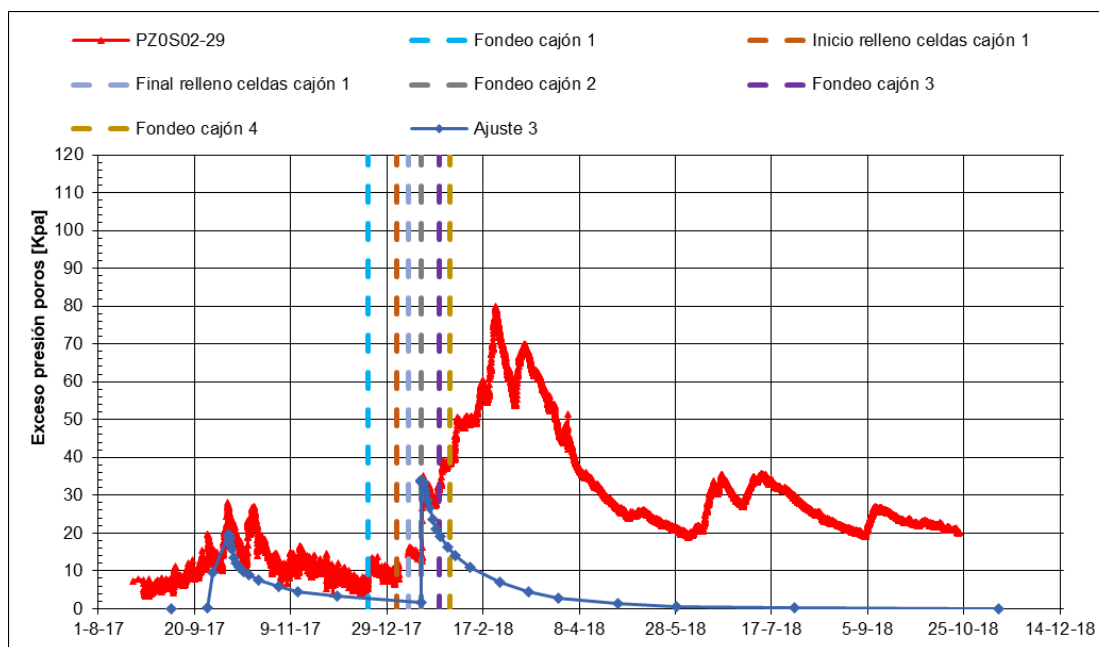


Figura 8.4. Exceso de presión de poros ajustado, para el caso del suelo sin tratar en geometría axi-simétrica.

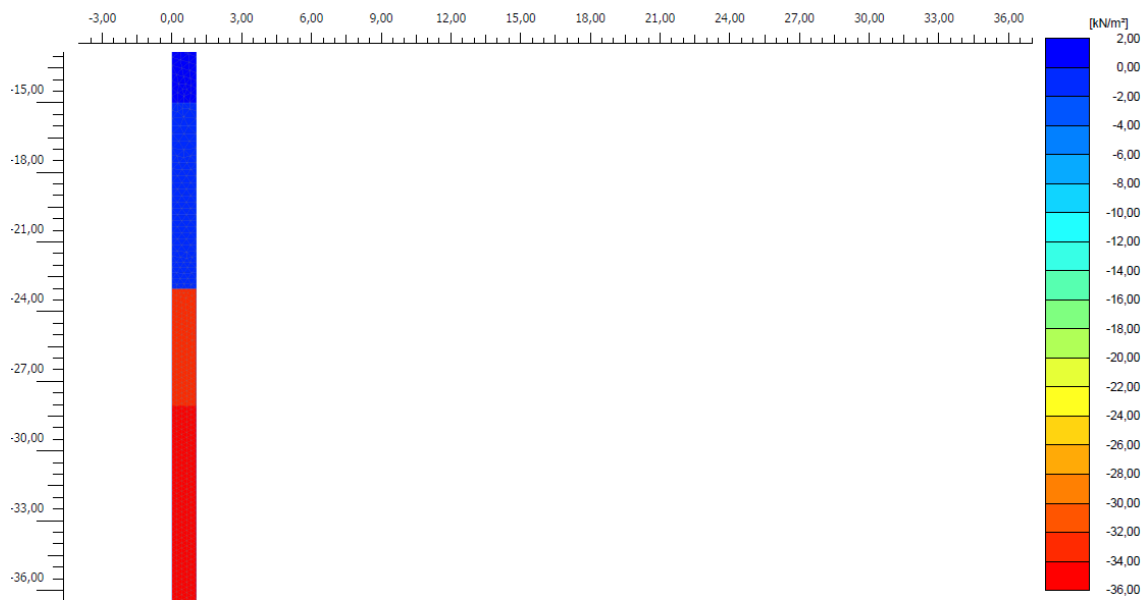


Figura 8.5. Exceso de presión de poros en todo el dominio, bajo la acción de la fase de Relleno.

8.3.2 MODELO COLUMNA REAL (AXI-SIMÉTRICO)

8.3.2.1 COMPARACIÓN MODELADO – INSTRUMENTACIÓN

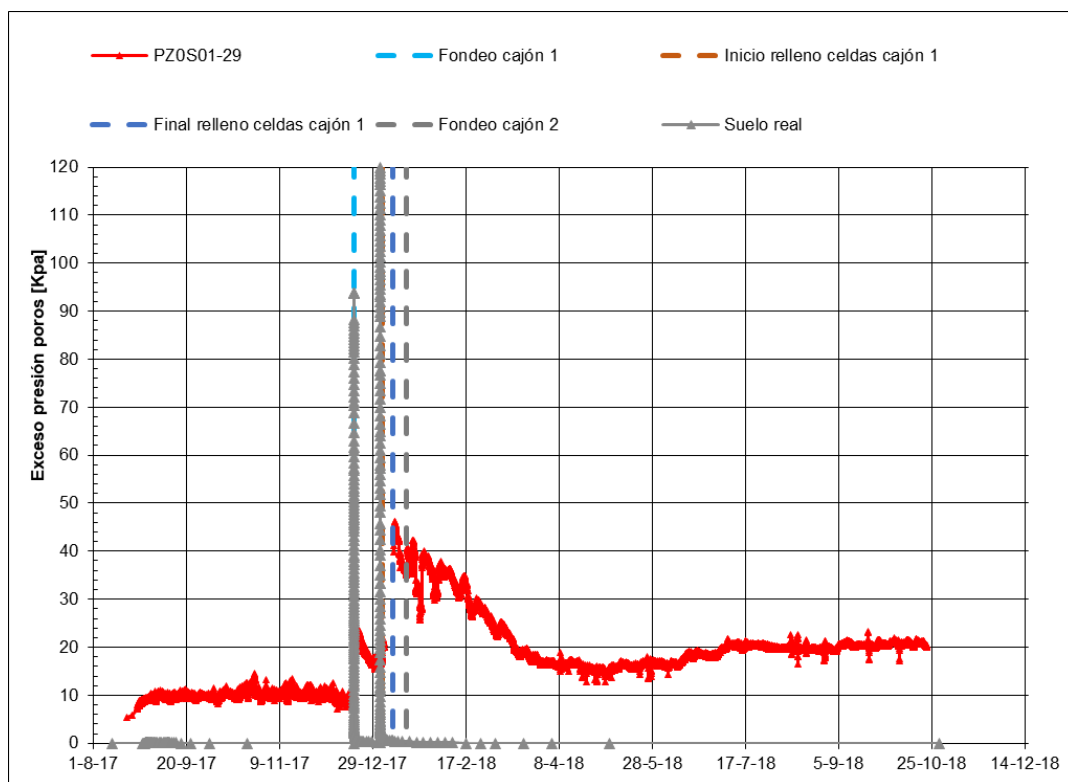


Figura 8.6. Comparación entre exceso de presión de poros modelado y lo observado en instrumentación, en el caso del modelo de columna real en geometría axi-simétrico.

8.3.2.2 AJUSTE

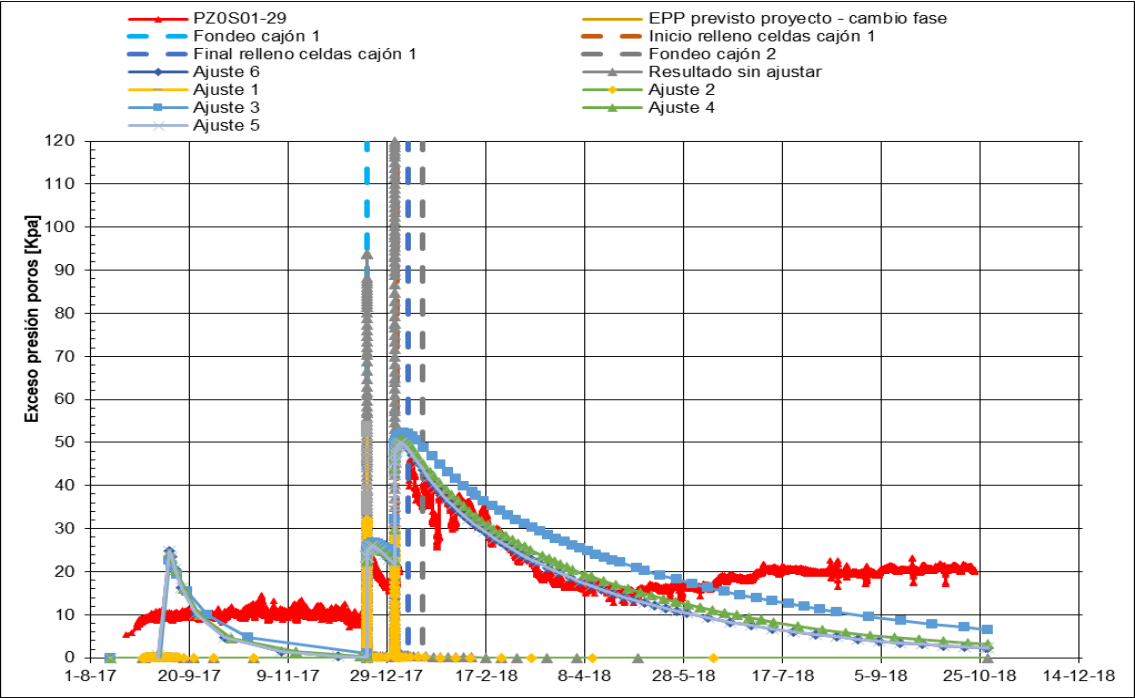


Figura 8.7. Ajuste del modelo variando los distintos parámetros.

Ajuste	$K_h(m/dia)$	$K_v(m/dia)$	$\sum MStage_{Fondeo}$	$\sum MStage_{Relleno}$
1	0.0864	0.00864	0.5	0.3
2	0.0864	0.00864	0.25	0.17
3	$3 e^{-6}$	$3 e^{-7}$	0.25	0.17
4	$4 e^{-6}$	$4 e^{-7}$	0.25	0.17
5	$4.5 e^{-6}$	$4.5 e^{-7}$	0.25	0.17

Tabla.8.2. Valores de los parámetros de los ajustes realizados,

Se determina que el ajuste que mejor se adapta a la tendencia de los datos provenientes de la instrumentación es el ajuste número 5.

8.3.2.3COMPARACIÓN MODELADO AJUSTADO– INSTRUMENTACIÓN

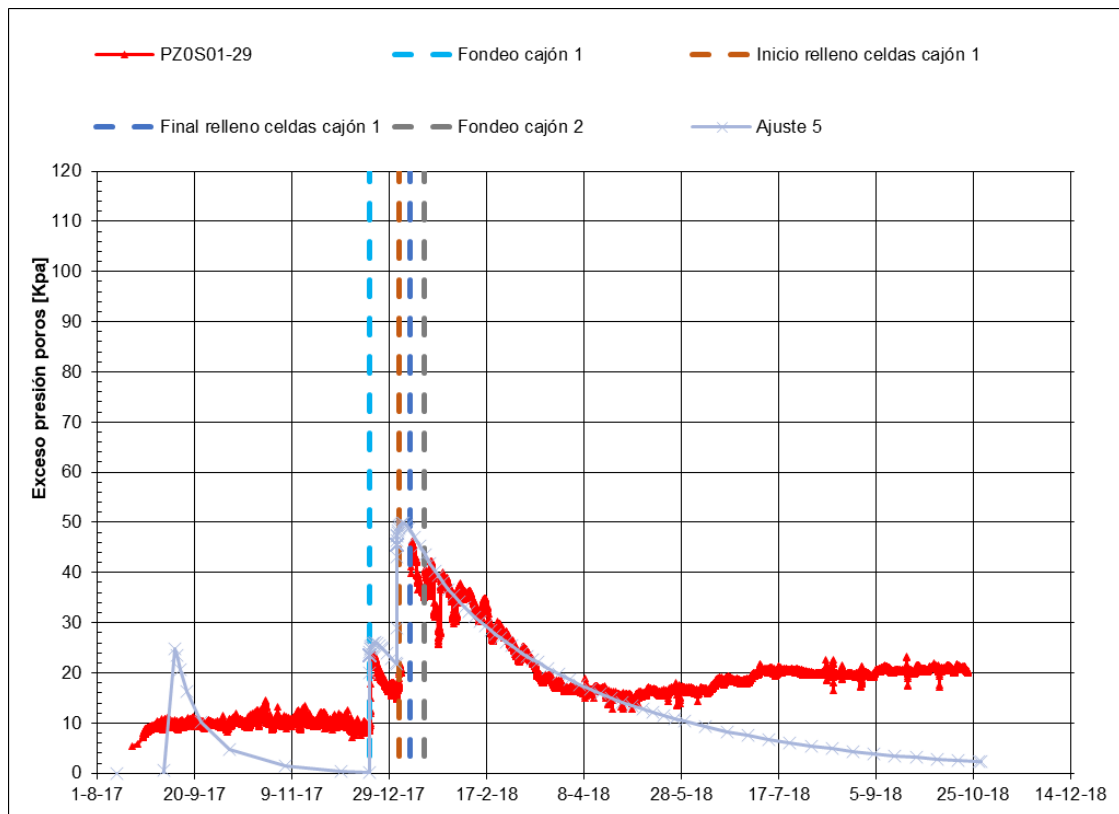


Figura 8.8. Comparativa entre los datos modelados en el ajuste 5 y los datos observados.

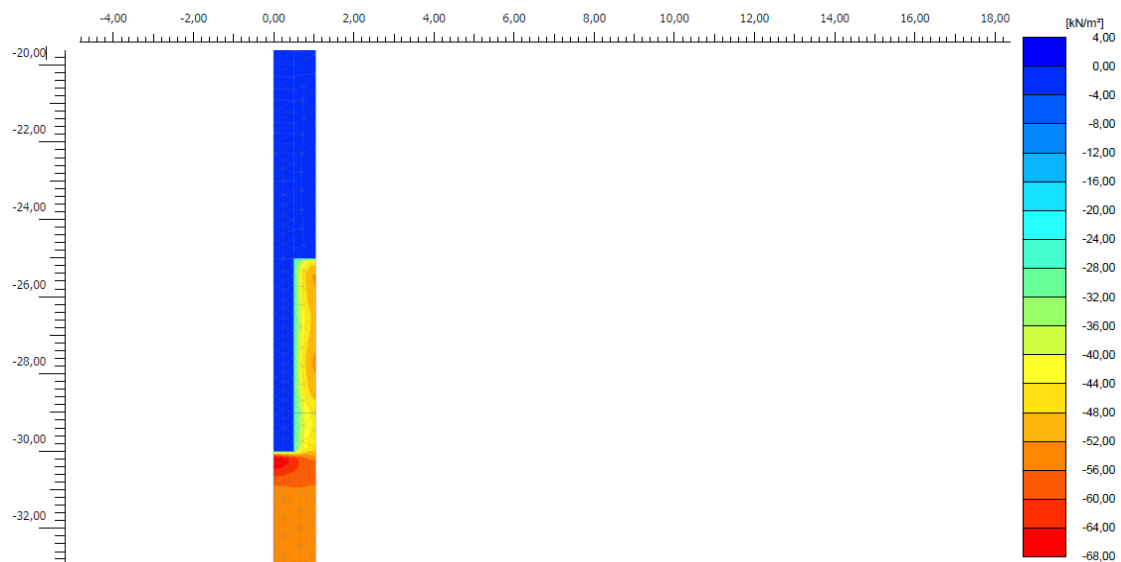


Figura 8.9. Exceso de presión de poros en todo el dominio, bajo la acción de la fase de Relleno.

8.3.3 MODELO SUELO EQUIVALENTE (AXI-SIMÉTRICO)

8.3.3.1 COMPARACIÓN MODELADO – INSTRUMENTACIÓN

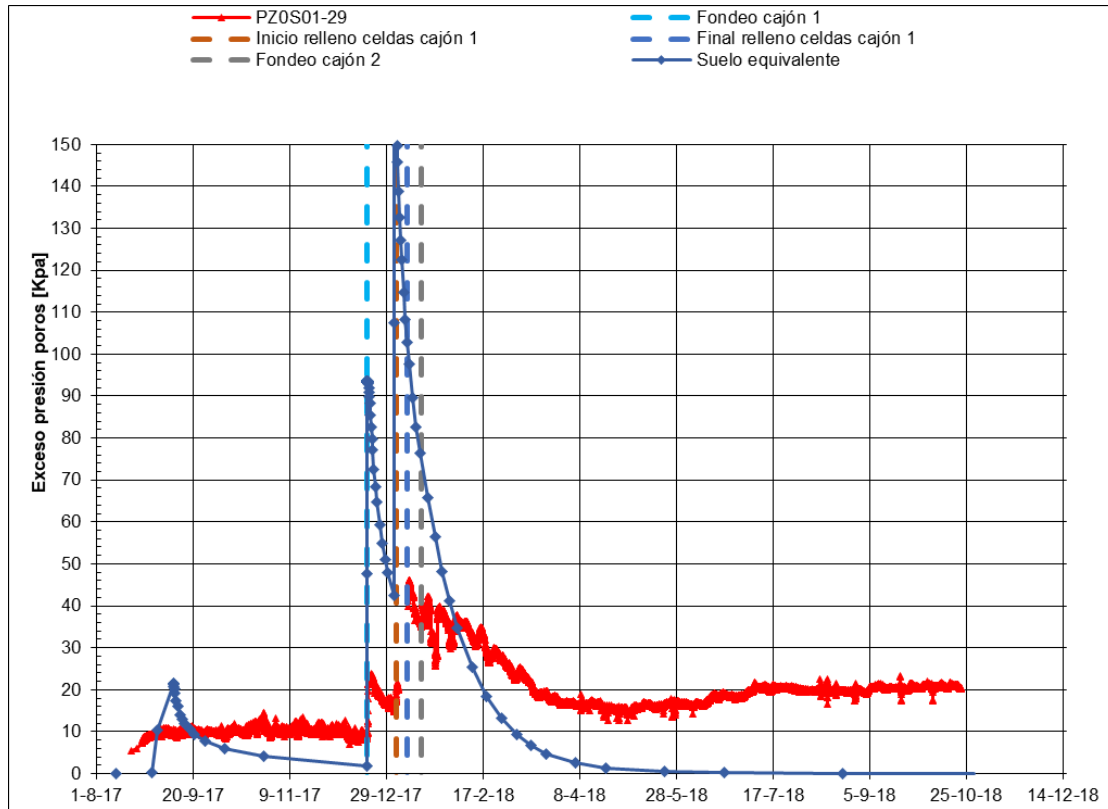


Figura 8.10. Comparativa de los datos observados y el modelo a partir de los parámetros provenientes de los distintos sondeos.

8.3.3.2 AJUSTE

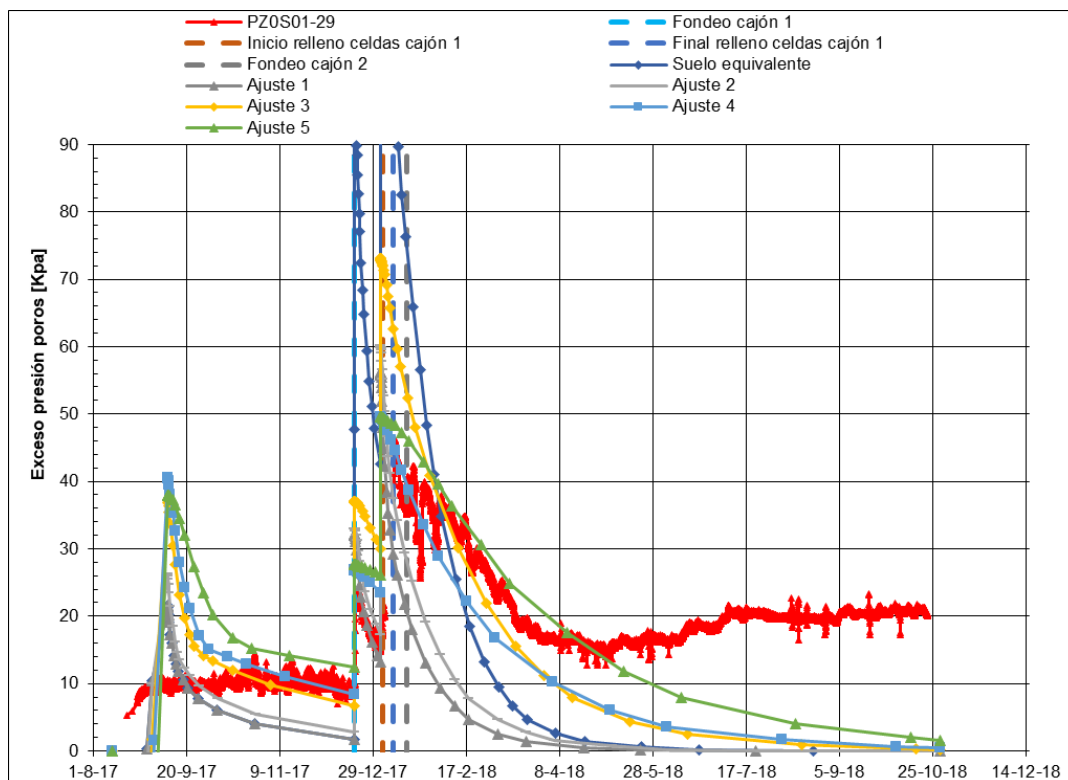


Figura 8.11. Comparativa de ajustes realizados.

Ajuste	$K_h(\text{m}/\text{dia})$	$K_v(\text{m}/\text{dia})$	$\sum MStage_{\text{Fondeo}}$	$\sum MStage_{\text{Relleno}}$
1	0.06	0.006	0.33	0.33
2	0.04	0.004	0.33	0.33
3	0.01	0.001	0.33	0.33
4	0.05	0.005	0.20	0.20
5	0.01	0.001	0.165	0.18

Tabla 8.3. Valor de los parámetros pertenecientes a dichos ajustes

Se determina que el ajuste que mejor se adapta a las tendencias y a los valores de simulación es el ajuste número 5.

8.3.3.3 COMPARACIÓN MODELADO AJUSTADO– INSTRUMENTACIÓN

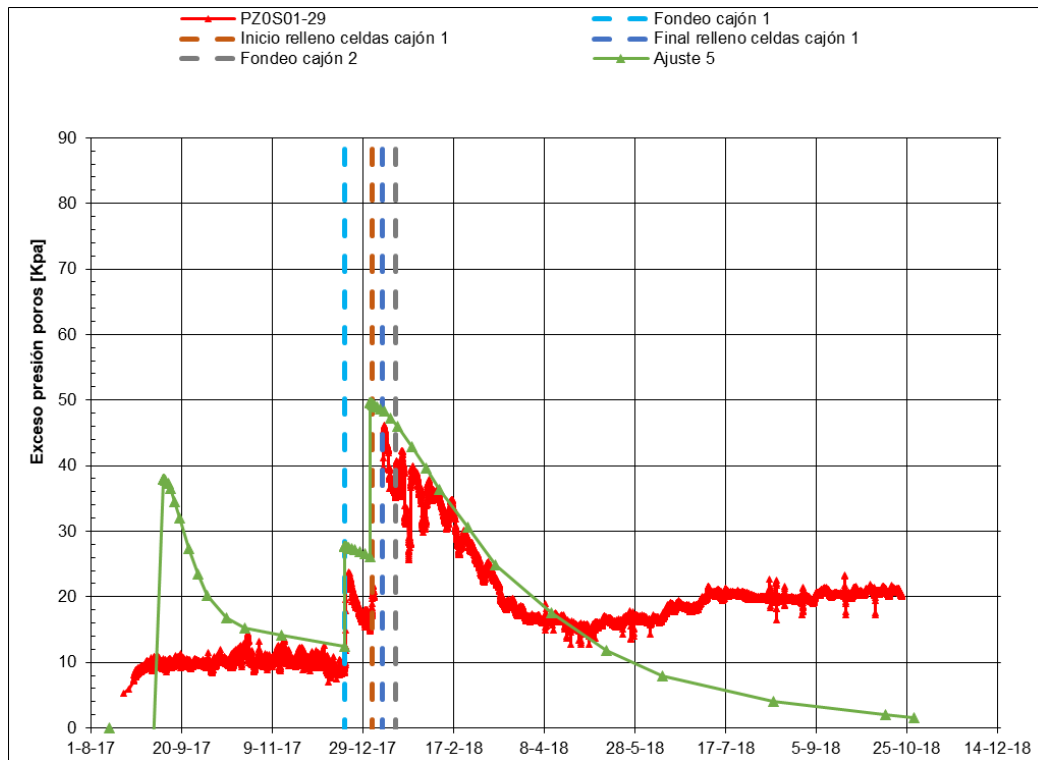


Figura 8.12. Comparativa entre los datos modelados en el ajuste 5 y los datos observados por la instrumentación.

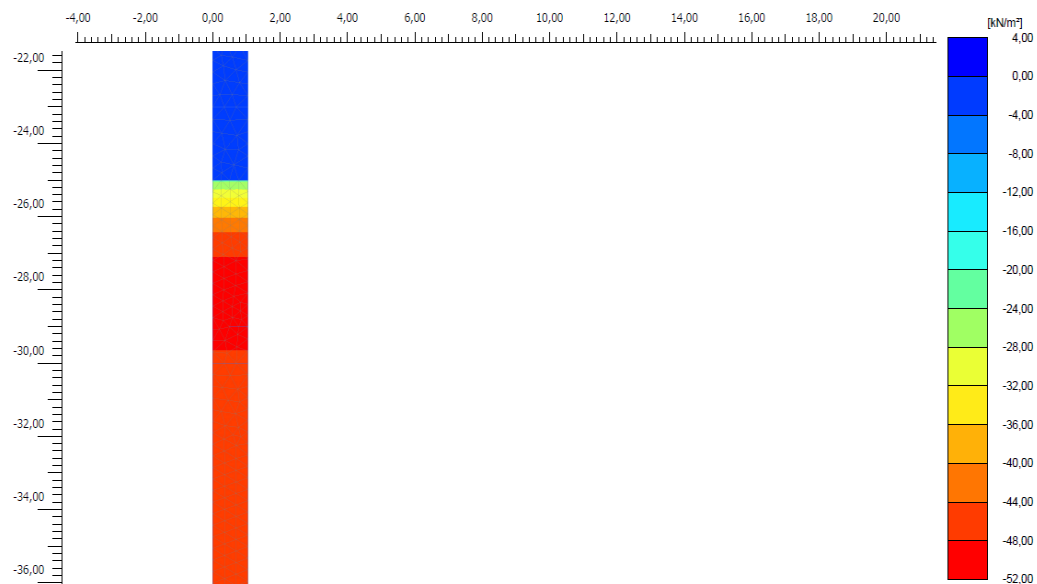


Figura 8.13. Exceso de presión de poros en todo el dominio, bajo la acción de la fase de Relleno.

8.3.4 MODELO MUELLE 2D SIN TRATAMIENTO DE COLUMNA DE GRAVAS)

8.3.4.1 COMPARACIÓN MODELADO – INSTRUMENTACIÓN

Los parámetros resultantes del ajuste para el modelo axi-simétrico del suelo sin tratamiento de columna de gravas fueron introducidos en el modelo en deformación plana del muelle.

Se puede observar como lo modelado, a partir de lo calibrado en axi-simétrico, queda por debajo de lo observado

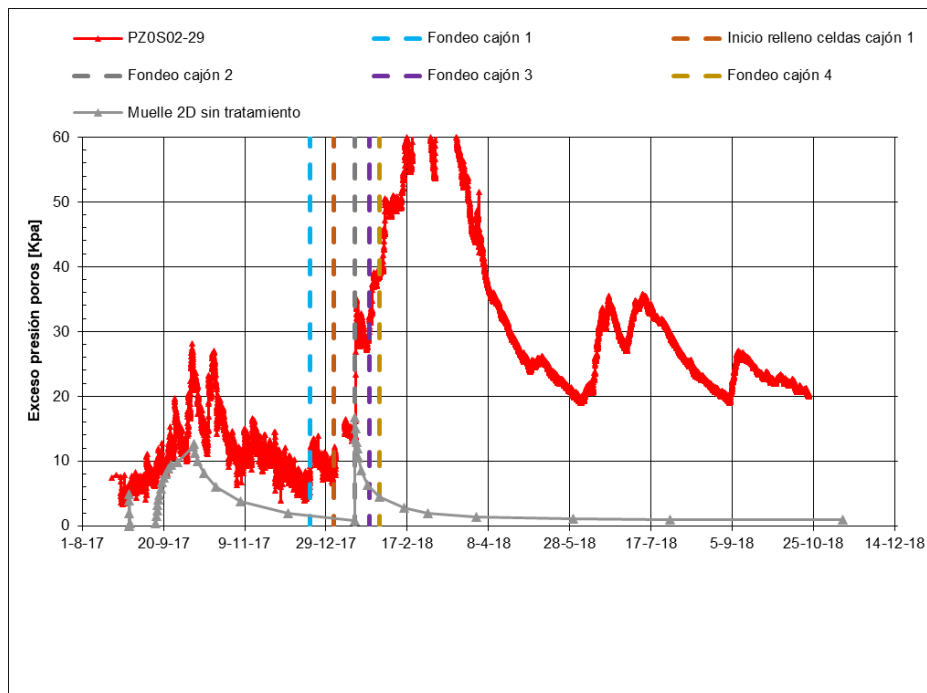


Figura 8.14. Comparación del exceso de presión de poros de lo modelado en deformaciones planas y lo observado a través de los piezómetros para el caso del suelo sin tratar.

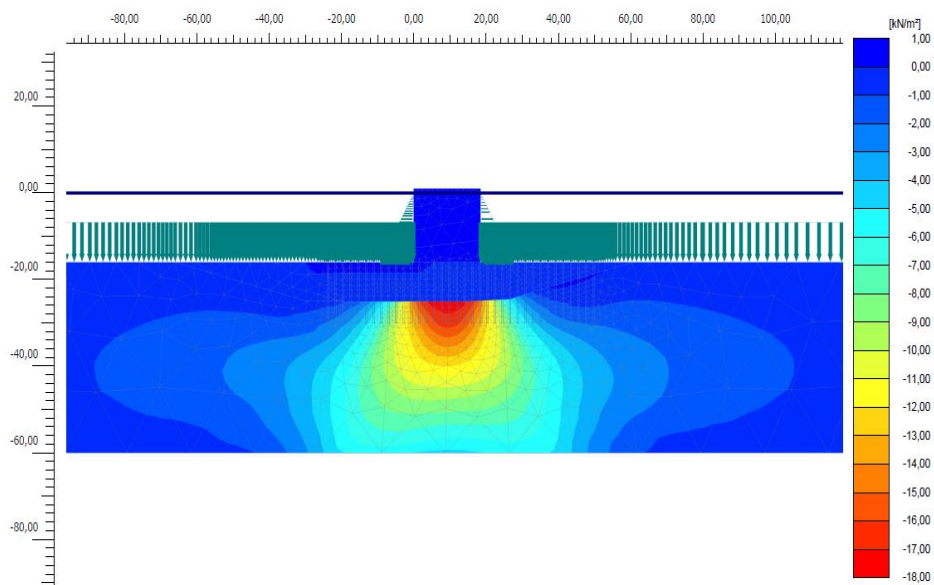


Figura 8.15. Exceso de presión de poros para el caso del suelo no tratado con mejora de columnas de gravas.

8.3.4.2 AJUSTE

Después de insertar el modelo calibrado en axi-simétrico en el de deformación plana, se procede a un segundo ajuste con el fin de poder valorar la pendiente a la cual disipa en el punto de carga máxima. Este ajuste se consigue variando el Mstage, principalmente.

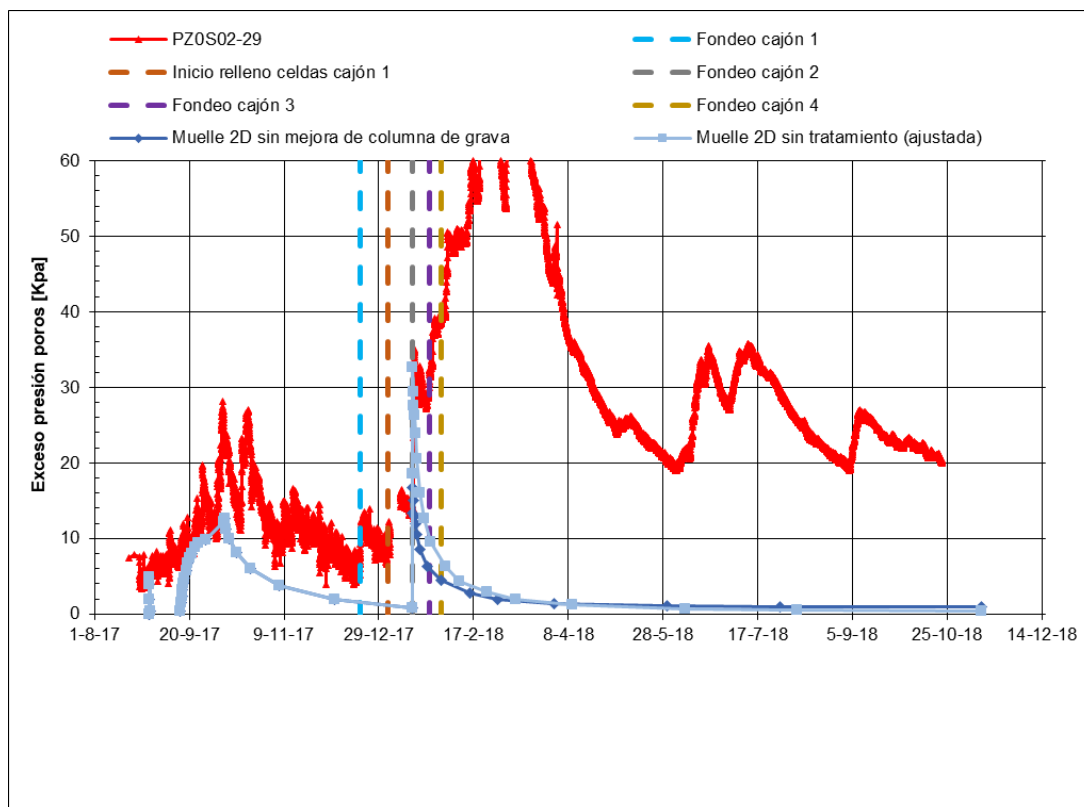


Figura 8.16. Exceso de presión de poros para el caso del suelo no tratado con mejora de columnas de gravas en deformación plana. Se muestra un valor modelado y un valor ajustado.

Ajuste	$K_h(m/dia)$	$K_v(m/dia)$	$\sum MStage_{Fondeo}$	$\sum MStage_{Relleno}$
Ajuste 1D	0.07	0.007	0.35	-
Muelle sin tratamiento(ajustado)	0.07	0.007	0.70	-

Tabla 8.4. Valor de los parámetros pertenecientes a dichos ajustes.

8.3.4.3 COMPARACIÓN MODELADO AJUSTADO– INSTRUMENTACIÓN

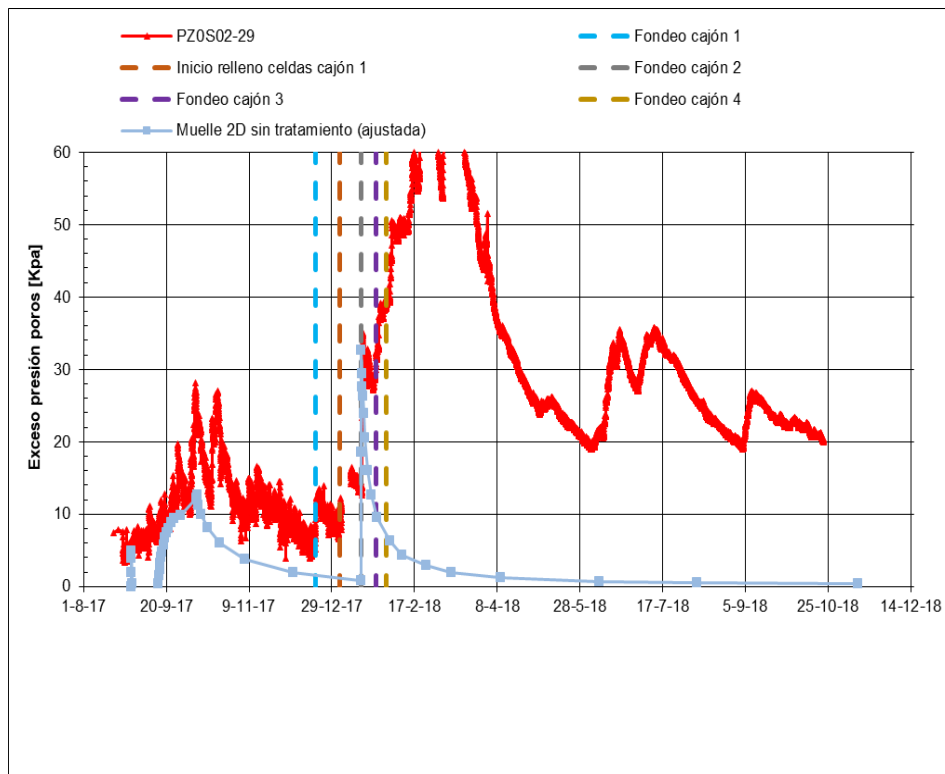


Figura 8.17. Comparativa entre los valores del exceso de presión de poros de lo modelado y lo observado en campo.

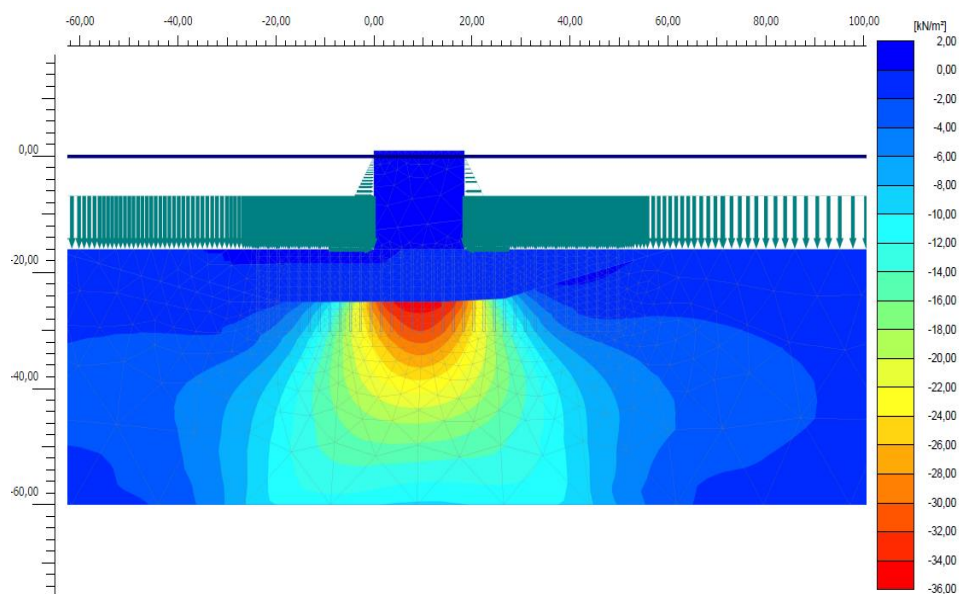


Figura 8.18. Valores de la presión de poros en todo el dominio tras el fondeo del cajón.

8.3.5 MODELO MUELLE 2D CON MEJORA CON COLUMNA DE GRAVAS

8.3.5.1 COMPARACIÓN MODELADO – INSTRUMENTACIÓN

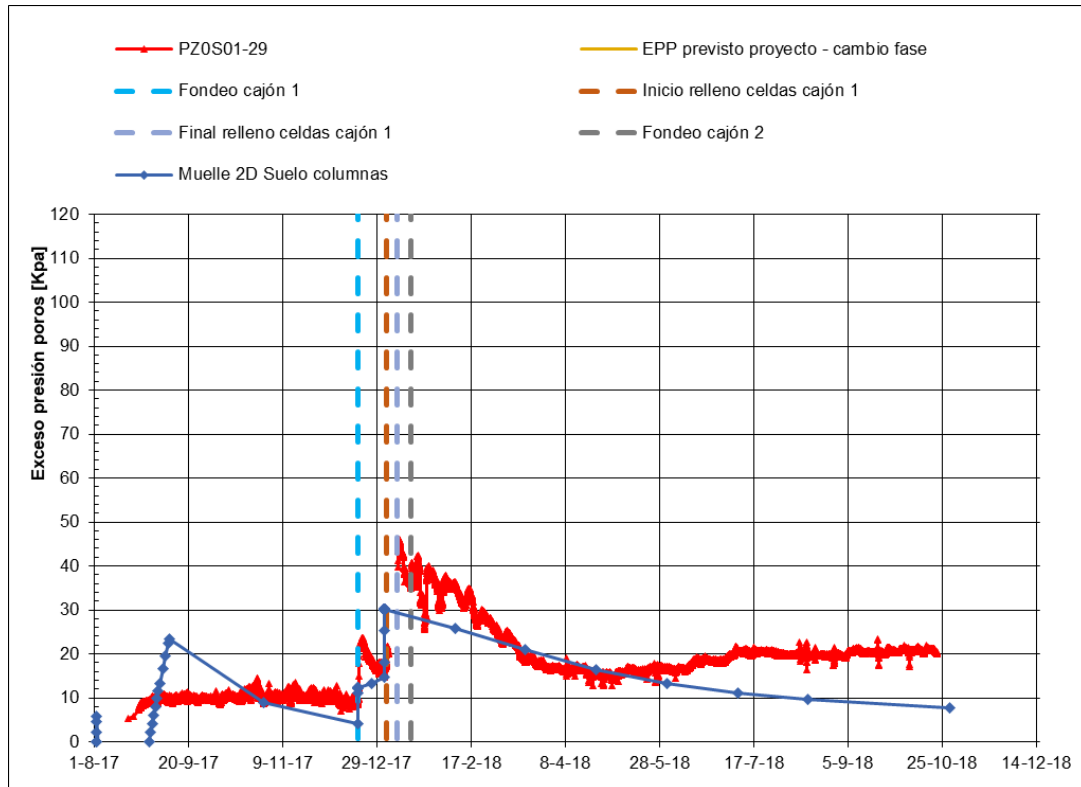


Figura 8.19. Comparativa entre el exceso de presión de poros en el modelo de suelo con columnas en deformación plana y los datos obtenidos a través de la instrumentación.

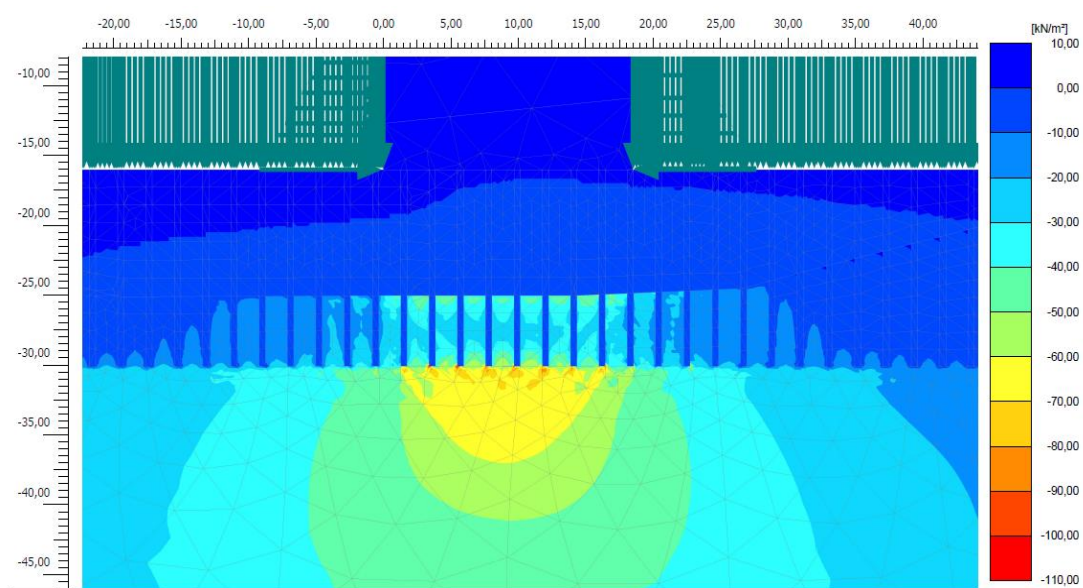


Figura 8.20. Valor del exceso de presión de poros en todo el dominio.

8.3.5.2 AJUSTE

Con el objetivo de poder analizar las pendientes en el punto máximo de carga (fondeo e inicio del relleno) se procede a ajustar el modelo (que hemos obtenido pasando de axi-simétrico a deformación plana) para hacerlo coincidir con el dato observado en la instrumentación. Para lograr este ajuste se incrementa el M_{stage} .

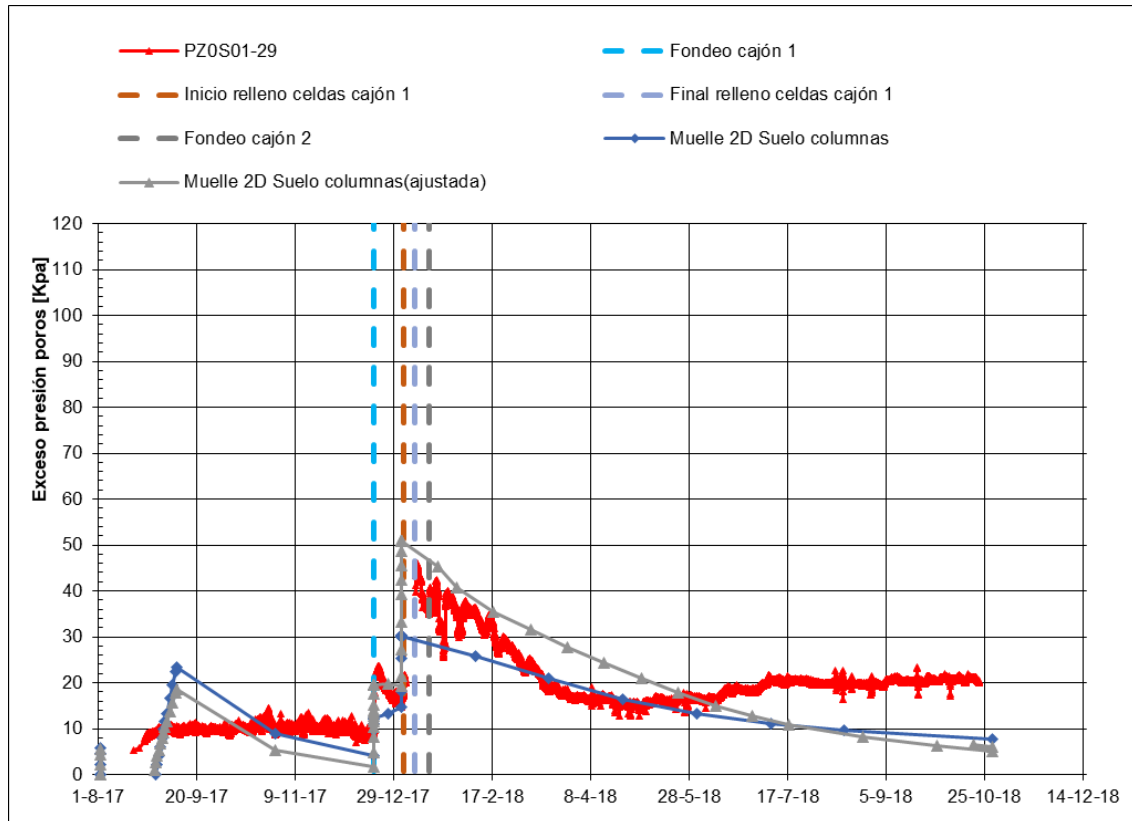


Figura 8.21. Comparativa entre el valor obtenido en deformaciones planas, el obtenido en deformaciones planas ajustándolo y el observado en el piezómetro.

Ajuste	$K_h(m/dia)$	$K_v(m/dia)$	$\sum M_{Stage_{Fondeo}}$	$\sum M_{Stage_{Relleno}}$
Muelle 2D con columnas	$4.5 e^{-6}$	$4.5 e^{-7}$	0.35	-0.17
Muelle 2D con columnas (ajustado)	$4.5 e^{-6}$	$4.5 e^{-7}$	0.50	-0.30

Tabla 8.5. Valor de los parámetros pertenecientes al ajuste.

8.3.5.3 COMPARACIÓN MODELADO AJUSTADO– INSTRUMENTACIÓN

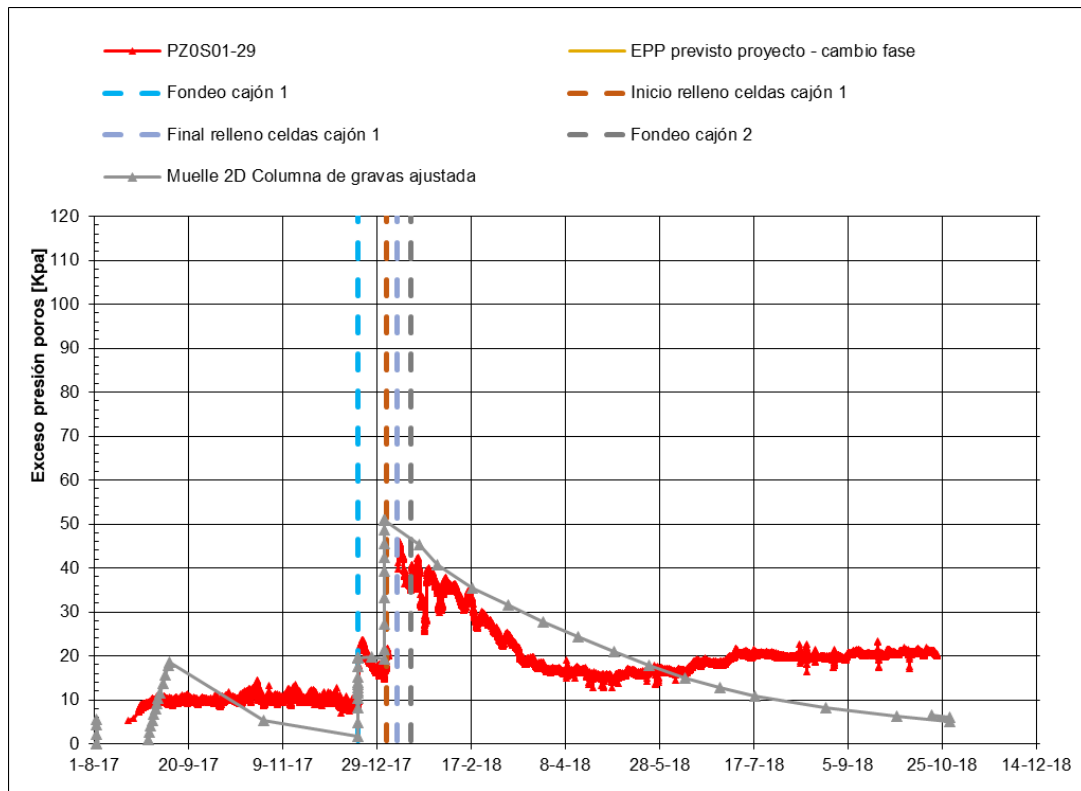


Figura 8.22. Comparativa entre el valor obtenido en deformaciones planas ajustado y el observado en el piezómetro.

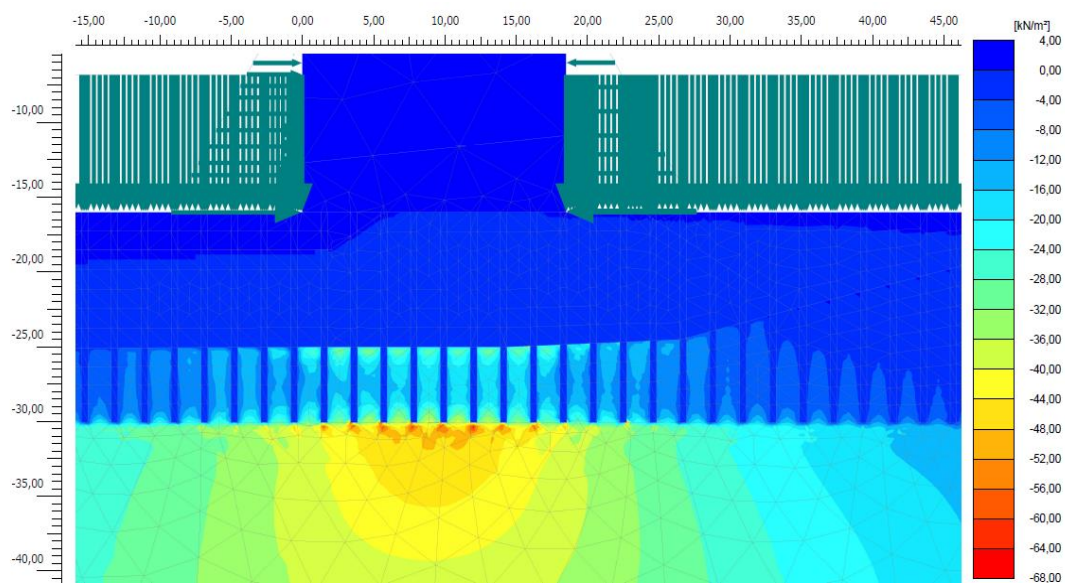


Figura 8.23. Valor del exceso de presiones de poros en todo el dominio tras el ajuste en el modelo deformación plana en el muelle 2D con columna de gravas.

8.3.6 MODELO MUELLE 2D CON SUELO EQUIVALENTE

8.3.6.1 COMPARACIÓN MODELADO – INSTRUMENTACIÓN

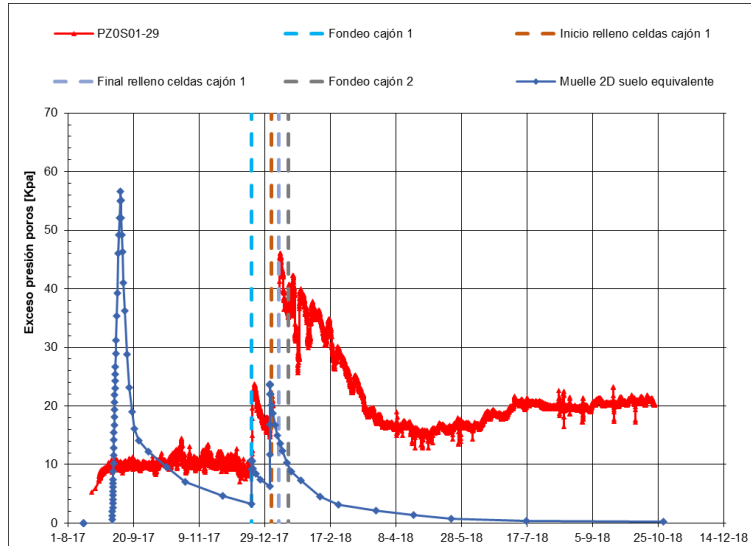


Figura 8.24. Comparativa entre el valor en deformación plana del modelo de suelo equivalente y el dato observado en el piezómetro.

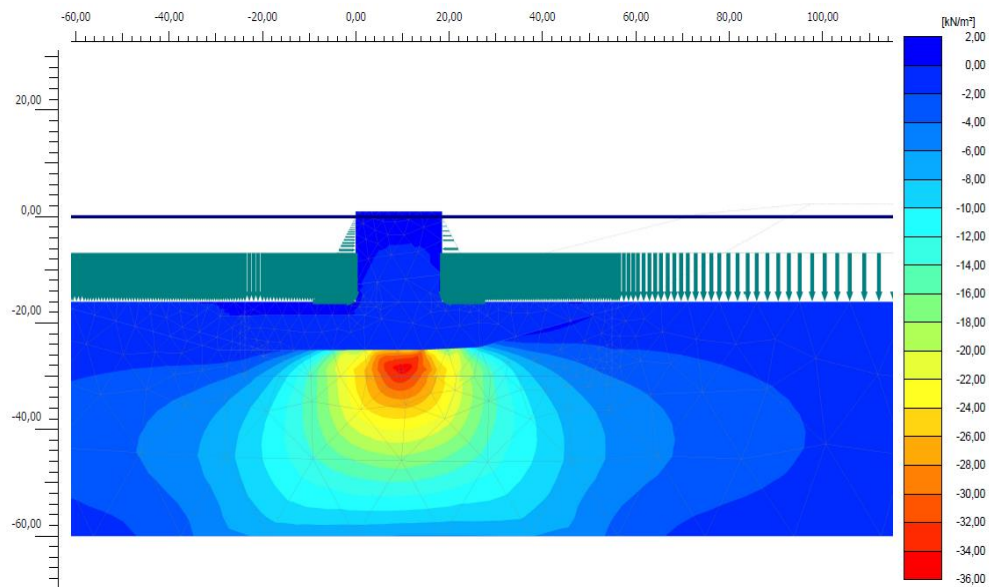


Figura 8.25 Valor de los excesos de presión de poros en todo el dominio, tras el relleno de las celdas del cajón y perteneciente al modelo de suelo equivalente en deformación plana.

8.3.6.2 AJUSTE

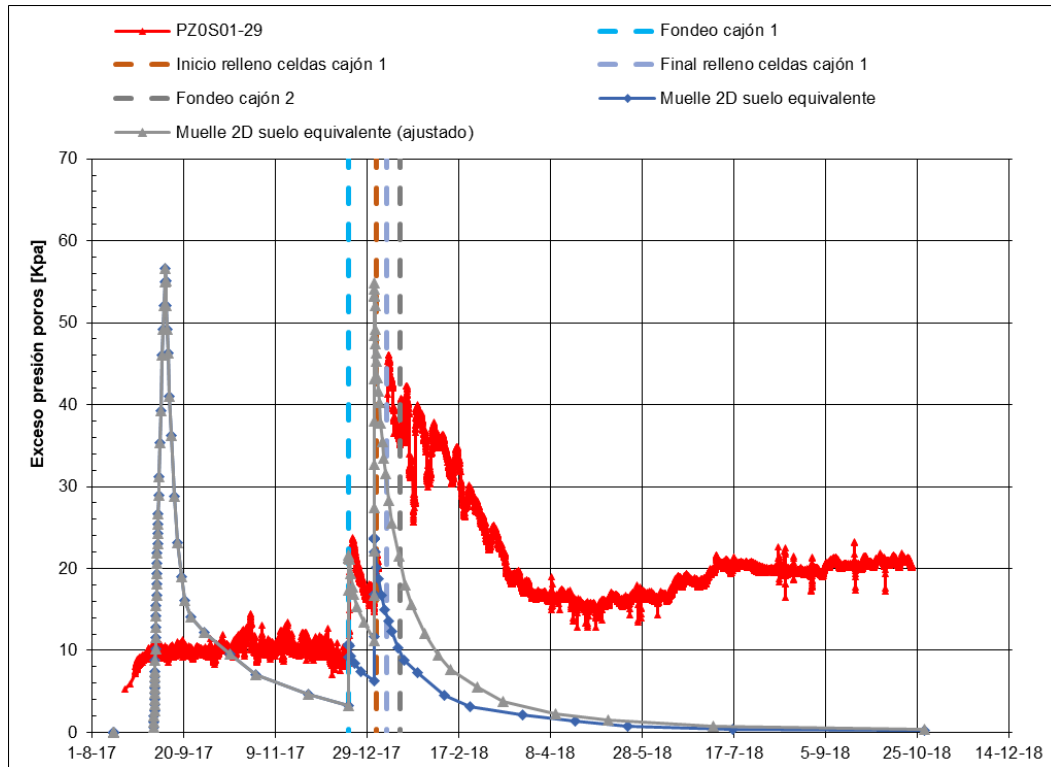


Figura 8.26. Comparativa entre el ajuste del suelo equivalente en deformación plana y los datos extraídos del piezómetro.

Ajuste	$K_h(m/dia)$	$K_v(m/dia)$	$\sum MStage_{Fondeo}$	$\sum MStage_{Relleno}$
Muelle 2D equivalente	0.01	0.001	0.165	0.18
Muelle 2D equivalente(ajustado)	0.01	0.001	0.40	0.40

Tabla 8.6. Valor de los parámetros pertenecientes al ajuste.

8.4 COMPARACIÓN ENTRE MODELOS

Para hacer una valoración entre los distintos modelos se comparan algunos modelos.

Es importante valorar las pendientes de la disipación de la presión de poros y los valores de los puntos máximos.

8.4.1 MUELLE 2D SUELO CON COLUMNAS (SIN AJUSTAR) – MUELLE 2D SUELO EQUIVALENTE (SIN AJUSTAR)

Los modelos en deformación plana del suelo con columna de grava y equivalente se quedan ligeramente por debajo de lo observado por los piezómetros.

La pendiente de disipación del modelo de suelo equivalente se ajusta muy bien a la observada, mientras que la de columna de gravas tarda más en disipar.

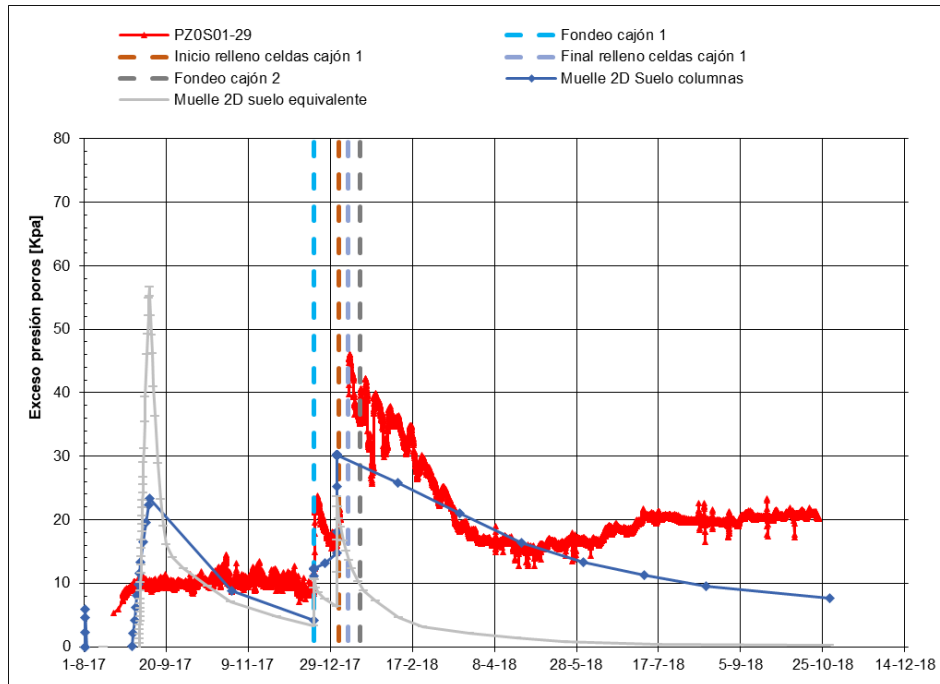


Figura 8.27 Comparación del ajuste de los modelos en axi-simetría en deformación plana y los datos observados.

8.4.2 MUELLE 2D SUELO CON COLUMNAS (AJUSTADO) – MUELLE 2D SUELO EQUIVALENTE(AJUSTADO)

Cuando ajustamos a través del Mstage los valores obtenidos en la deformación plana, la pendiente de disipación de presión de poros del modelo de columnas se aproxima muy bien a la pendiente de los datos obtenidos en el piezómetro.

En cuanto a la disipación en el suelo equivalente, la pendiente es mayor que lo observado, por lo tanto, disipa antes.

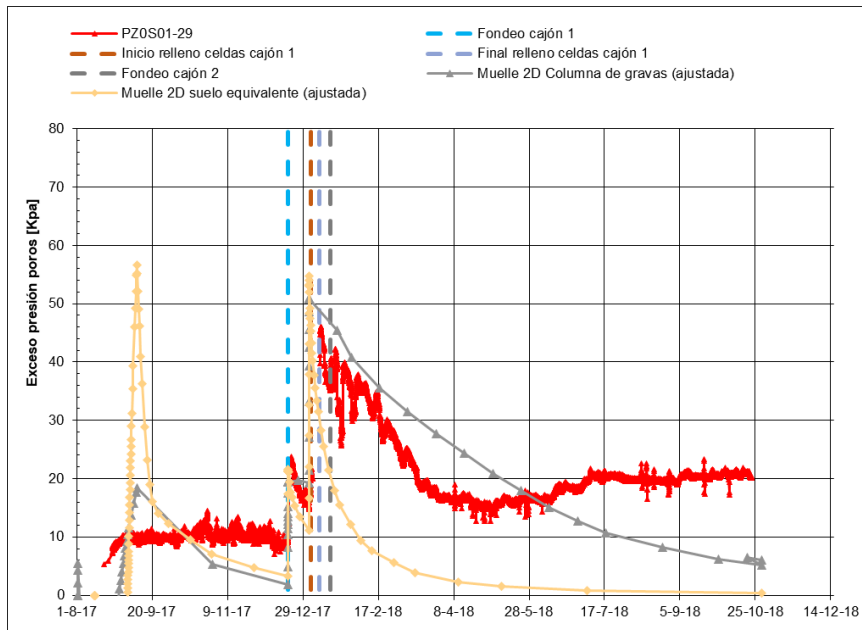


Figura 8.28 Comparación entre los modelos ajustados en deformación plana del suelo con columna , el suelo equivalente y los datos observados en piezómetro.

8.4.3 MUELLE 2D SIN TRATAMIENTO DE COLUMNAS DE GRAVA – SUELO SIN TRATAMIENTO DE COLUMNAS DE GRAVA(1D)

Al comparar el modelo axi-simétrico con el de deformación plana, ambas tienen una pendiente de disipación parecida, aunque disipa antes, la modelada en deformación plana.

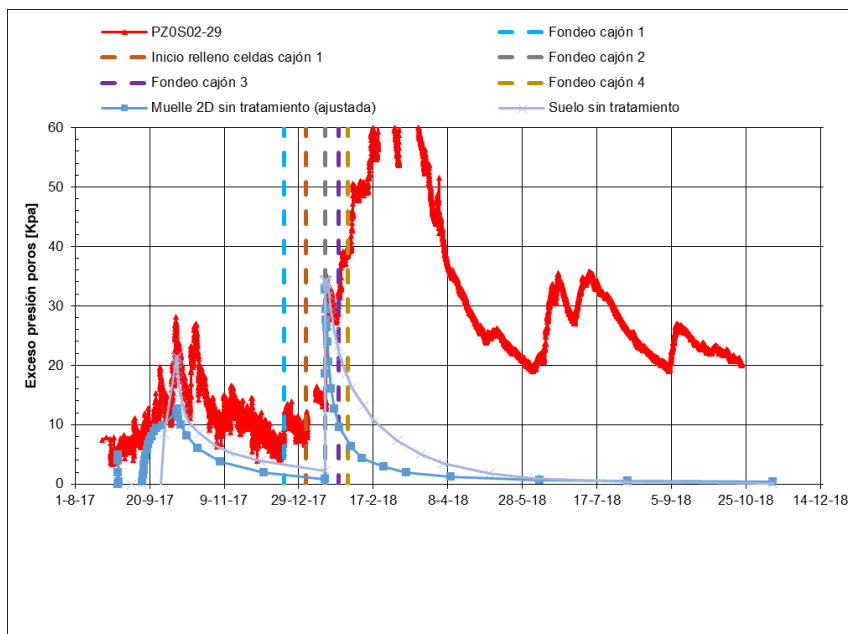


Figura 8.29 Comparación entre los modelos axi-simétrico, deformación plana pertenecientes al suelo sin tratar y el observado en piezómetro.

8.4.4 MUELLE 2D SUELO CON COLUMNAS (AJUSTADO) – COLUMNAS REALES(1D)

Al comparar el ajuste realizado en modo axi-simétrico con el ajuste realizado en deformación plana hay una pendiente de disipación parecida, siendo algo más pronunciada la modelada en axi-simétrica.

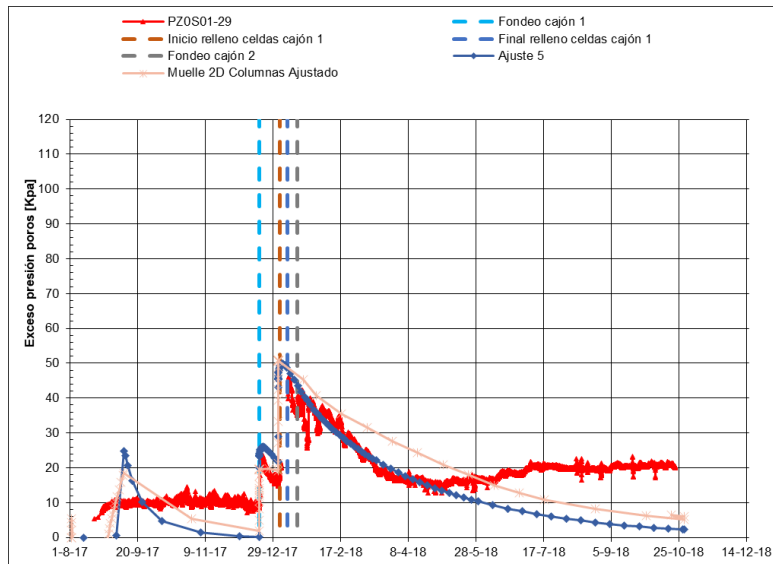


Figura 8.30 Comparación entre los modelos axi-simétrico, deformación plana pertenecientes al suelo con columnas y el observado en piezómetro.

8.4.5 MUELLE 2D EQUIVALENTE (AJUSTADO) – SUELO EQUIVALENTE(1D)

Si se compara los resultados obtenidos del ajuste del suelo equivalente en axi-simétrica y en deformación plana se puede observar que el de la deformación plana disipa antes.

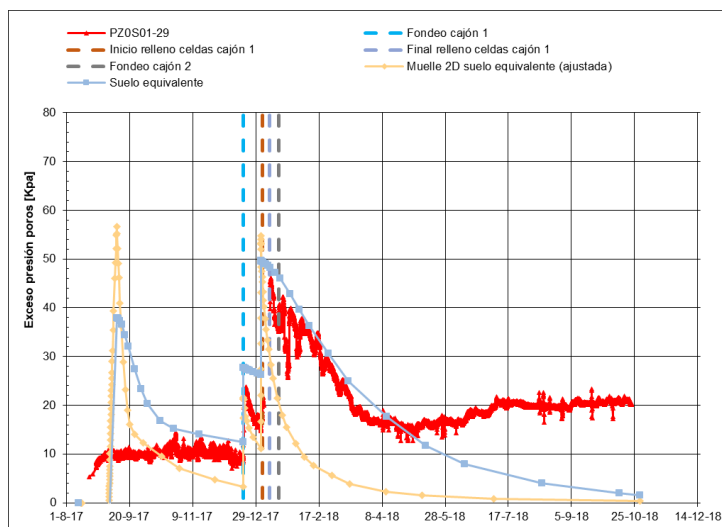


Figura 8.31 Comparación entre los modelos axi-simétrico, deformación plana pertenecientes al suelo equivalente y el observado en piezómetro.

9. CONCLUSIONES

Este trabajo tiene como finalidad la evaluación de las disipaciones de presiones de poros en el proceso constructivo de un muelle de cajones.

Para ello contamos con unos datos procedentes de la instrumentación de obra y a través del análisis con un programa de método de elementos finitos (Plaxis 2D) se realiza un **back análisis**.

Los resultados de este back análisis indican que el principal parámetro que más influye en el proceso de disipación de presión de poros es la permeabilidad horizontal y vertical del estrato arcilloso. Sin embargo, aún e intentando variarlo, el ajuste es imposible. Tanto por la heterogeneidad del material como por las incertidumbres en la ejecución de las columnas y de la posición exacta de los piezómetros en el terreno. Por esta razón la única forma de ajustar las curvas es limitando la carga no drenada en las etapas de carga con el parámetro M_{stage} de Plaxis, con la complejidad que conlleva.

En este trabajo se realizan unos modelos en axi-simetría y en deformación plana, con el que se calibra el modelo con los datos de los piezómetros. Si se comparan los resultados para cada uno de los modelos se puede observar que, en deformación plana, los excesos en presiones de poros en todos los casos quedan por debajo de lo observado a través de la instrumentación.

Para estudiar las distintas curvas de disipación, se intentan ajustar los máximos.

Con los ajustes las pendientes de disipación de los modelos axi-simétricos y en deformación plana de los modelos con columnas son parecidas, Para el resto de los casos la pendiente es más pronunciada.

Ajuste	$K_h(m/dia)$	$K_v(m/dia)$	$\sum M_{Stage_{Fondeo}}$	$\sum M_{Stage_{Relleno}}$
Suelo sin tratamiento de columnas de grava (axi-simétrico)	0.07	0.007	0.35	
Muelle 2D sin tratamiento con columnas de grava (deformación plana)	0.07	0.007	0.70	
Suelo real (axi-simétrico)	$4.5 \cdot 10^{-6}$	$4.5 \cdot 10^{-7}$	0.35	0.17
Muelle 2D con columnas (deformación plana)	$4.5 \cdot 10^{-6}$	$4.5 \cdot 10^{-7}$	0.50	0.30
Suelo equivalente (axi-simétrico)	0.01	0.001	0.165	0.18
Muelle 2D con suelo equivalente (deformación plana)	0.01	0.001	0.165	0.18

Tabla 9.1. Valor de los parámetros pertenecientes a al ajuste de cada modelación

Los resultados, para el caso del cajón 2 que se localiza sobre un suelo sin tratamiento de mejora, pueden ser difusos, puesto que debajo de la capa más superficial del estrato arcilloso existen unas capas de arenas, por donde pueden disipar rápidamente las presiones de poros. Esto provoca que la permeabilidad de ajuste de las arcillas sea mayor de la ajustada bajo el cajón 1 con columnas de grava.

Los resultados del ajuste no son concluyentes, aunque se pueden observar algunos comportamientos a estudiar:

- La disipación en el modelo axi-simétrico es notablemente menor a la aportada por el modelo en deformación plana con columnas de grava discretizadas según el método de área equivalente. Con seguridad esto puede ser debido a: (i) las condiciones de contorno más restrictivas en términos de disipación de EPP en el modelo axi-simétrico que en deformación plana y (ii) al método de equivalencia utilizado entre columnas y suelo natural.

- Para suelo equivalente el resultado es conservador porque en realidad no se ajusta el comportamiento de la totalidad del suelo sino, de una parte. No obstante, debido a tener idénticas propiedades hidráulicas el ajuste es idéntico en ambos tipos de geometría.

10.FUTURAS LINEAS DE INVESTIGACIÓN.

A partir de los resultados obtenidos se proponen algunas sugerencias para poder ampliar la investigación.

- Estudio de las deformaciones, de manera similar a lo realizado con los excesos de presiones de poros.
- Incluir modelos en 3D, por ejemplo, la rebanada tridimensional de columnas, y comparar los resultados con los arrojados en 2D y 1D.
- Incluir en los modelos una cierta región remoldeada, debido a otros sistemas de ejecución de las columnas de grava.
- Aplicar otros métodos de mejora del terreno, como drenes verticales.
- Incluir en el sistema otras cargas, fondeo de otros cajones adyacentes.
- Replicar el análisis a otro tipo de estructuras, como aerogeneradores offshore, donde existen otro tipo de solicitaciones.

11.BIBLIOGRAFÍA

- Alonso Pollán, J.A,2014, Diseño basado en técnicas de fiabilidad del tratamiento de mejora del terreno mediante columnas de grava, Tesis doctoral UPM.
- Autoridad portuaria de Barcelona. (2000). Plan director del puerto de Barcelona 2000-2004.
- Carreiro Pousada,M. 2007, La respuesta estática de suelos finos blandos bajo diques verticales, Tesis doctoral UPM.
- Castro, J Sagaseta, C (2009).”Consolidation around Stone columns, influenec of coluns deformation, International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics,Vol 33:851-877
- Castro,J , Sagaseta,,C,(2016)Simposio sobre reconocimiento, tratamiento y mejora de terreno A Coruña.
- Castro,J, (2008), Análisis teórico de la consolidación y deformación alrededor de columnas de grava. Tesis doctoral.Universidad de Cantabria.
- Fernández Aznárez,P,2012. Rotura de un dique en el puerto de Barcelona, Tesina fin de máster UPC.
- Font, I, (2010). Estabilidad de un muelle de cajones bajo carga considerando efectos tridimensionales. Tesina Fin de máster UPC.
- Han, J., (2012). Recent advances in column technologies to improve soft soils. In:Indraratna, B., Rujikiatkamjorn, C., Vinod, J. (Eds.), Invited keynote lecture, Proceedings of International Conference on Ground Improvement and Ground Control, Wollongong, Australia, 30 October to 2 November, vol. 1. Research Publishing, pp. 99–113.
- Hansbo, S. 1981. Consolidation of fine-grained soils by prefabricated drains and lime column installation. *In* Proceedings of 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Stockholm, 15–19 June 1981. A.A. Balkema, Rotterdam, The Netherlands. Vol. 3, pp. 677–682.
- Han, J., (2012). Recent advances in column technologies to improve soft soils. In:Indraratna, B., Rujikiatkamjorn, C., Vinod, J. (Eds.), Invited keynote lecture, Proceedings of International Conference on Ground Improvement and Ground Control, Wollongong, Australia, 30 October to 2 November, vol. 1. Research Publishing, pp. 99–113.

- Indraratna,B,.Basack,S., .Rujikiatkamjorn ,C, (2013). Numerical solution of stone column improved soft soil considering arching, clogging and smear effects
- Indraratna, B., Balasubramaniam, A.S., and Sivaneswaran, N. 1997. Analysis of settlement and lateral deformation of soft clay foundation beneath two full-scale embankments. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 21: 599–618.
- Indraratna, B & Bamunawita, Chamari & Khabbaz, Hadi. (2011). Numerical modeling of vacuum preloading and field applications. Canadian Geotechnical Journal. 41. 1098-1110. 10.1139/t04-054.
- P. Balaam, N & R. Booker, J. (1981). Analysis of rigid raft supported by granular piles. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics. 5. 379 - 403. 10.1002/nag.1610050405.
- MANUAL DEL PLAXIS 2D (2018)
- Rofes Ruiz,J,(2017), Modelització de terraplens sobre sòls argilosos reforçats amb columnes de grava, Tesina fin de máster UPC.
- ROM 0.0,(2001), Procedimiento general y bases de cálculo. Puertos del Estado, Ministerio de Fomento.
- ROM 0.5-05,(2005), Recomendaciones Geotécnicas para Obras Marítimas y Portuarias. Puertos del Estado, Ministerio de Fomento.
- Valeras Frías,E, (2004) Aportaciones al estudio de las máquinas eléctricas de flujo axial mediante la aplicación del método de los elementos finitos. Tesis doctoral Universidad politécnica de Cataluña.
- Zhang, Zhen & Han, Jie & Ye, Guanbao. (2013). Numerical Investigation on factors for deep-seated slope stability of stone column-supported embankments over soft clay. Engineering Geology. 168. 10.1016/j.enggeo.2013.11.004.

LISTA DE SÍMBOLOS

- ϕ_c = ángulo de rozamiento de la columna de grava
- ϕ_s = ángulo de rozamiento del suelo
- ϕ_{eq} = ángulo de rozamiento del área equivalente
- K_{cl} = Permeabilidad de la zona remoldeada de la columna
- E_w = Módulo elástico del muro equivalente
- E_c = Módulo elástico de la columna de grava
- E_s = Módulo elástico del suelo
- E_q = Módulo elástico del área equivalente
- a_r = Módulo de remplazo
- α = Coeficiente reductor de permeabilidad
- E = Módulo de Young.
- a_s = Área de remplaz
- ν = Coeficiente de Poisson
- ϕ = Ángulo de rozamiento °
- C = cohesión
- E_{eod} = Módulo edométrico
- M = Parámetro K_0^{nc}
- K_0^{nc} = Coeficiente de tensiones laterales en consolidación
- ψ = Ángulo de dilatación
- K_h = permeabilidad horizontal
- K_v = permeabilidad vertical
- γ_{unsat} = densidad no saturada
- γ_{sat} = densidad saturada
- ϕ_w = ángulo de rozamiento del muro equivalente